建設省土木研究所
5.4.19
図書館

共同研究報告書
整理番号第75号

道路橋の免震構造システムの開発に関する
共同研究報告書(その3)

平成4年10月

建設省土木研究所耐震研究室
鹿島建設株式会社
清水建設株式会社
株式会社大林組
株式会社熊谷組
株式会社竹中土木
株式会社竹中工務店
株式会社間組
西松建設株式会社
住友建設株式会社
三井建設株式会社
五洋建設株式会社
株式会社奥村組
大成建設株式会社
東京ファブリック工業株式会社
日本鋳造株式会社
石川島播磨重工業株式会社
日本鋼管株式会社
株式会社神戸製鋼所
株式会社日本製鋼所
オイレス工業株式会社
横浜ゴム株式会社
東洋ゴム工業株式会社
株式会社ブリジストン
株式会社ビー・ビー・エム
昭和電線電纜株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
日本技術開発株式会社
新構造技術株式会社

Copyright © (1992) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書

整理番号第75号

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その3)

平成4年10月

建設省土木研究所耐震研究室長	川島一彦	日本鋳造㈱鋼構造事業部設計部次長	君島昭男
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部長	久保田翼	石川島播磨重工業㈱橋梁事業部部長	杉崎　守
清水建設㈱土木本部設計第一部　課長	出羽克之	日本鋼管㈱橋梁建設部付部長	高久達将
㈱大林組技術研究所土木第五研究室長	後藤洋三	㈱神戸製鋼所機械研究所主任研究員	大谷　修
㈱熊谷組技術研究所副所長	池田　弘	㈱日本製鋼所室蘭製作所鉄構橋梁部	加勢川正治
㈱竹中土木技術開発本部専門係長	田中芳行	オイレス工業㈱技術第二部主任技師	牧口　豊
㈱竹中工務店技術研究所主席研究員	鈴木善雄	横浜ゴム㈱土木市場部商品開発Gリーダー	遠藤和夫
㈱間組技術研究所長	山口靖紀	東洋ゴム工業㈱産業資材技術部長	河合孝夫
西松建設㈱技術研究所環境研究課長	神谷　宏	㈱ブリジストン研究開発第2本部課長	水津洋二
住友建設㈱土木部設計第二課長代理	新井英雄	㈱ビービーエム製造部生産技術部長	井口　篁
三井建設㈱技術研究所主席研究員	平井正雄	昭和電線電纜㈱成型除振部次長	西川一郎
五洋建設㈱技術研究所主任研究員	三藤正明	パシフィックコンサルタンツ㈱主席調査役	林亜紀夫
㈱奥村組技術本部技術開発部次長	竹内幹雄	日本技術開発㈱土木本部地震防災室長	佐伯光昭
大成建設㈱土木本部土木設計部係長	尾崎大輔	新構造技術㈱専務取締役	横岡武之
東京ファブリック工業㈱技術部技師補	松本史郎		

(いずれも代表者のみ記す)

要旨：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同報告書（その３）

本報告書は建設省土木研究所と表記28社との共同研究として平成元年度から平成３年度に研究を実施した「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について、平成３年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究は、道路橋に免震設計を適用して耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現できるようにするため、道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的としており、「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の２つから構成されている。

平成３年度は①橋梁用免震装置に関する研究、②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究、③免震設計方法の開発に関する研究、④免震設計の適用に関する研究の４グループに別れて、全体で18項目の研究を行なった。本報告書はこれらの研究成果をとりまとめたものである。

また、平成３年度は本共同研究の最終年度に当たることから、３年間の研究成果を具体的な免震設計技術に反映すべく、道路橋の免震設計法マニュアル（案）としてとりまとめた。さらに平成３年９月にはＵＪＮＲ耐風耐震構造専門部会の活動の一環として、橋梁の免震設計に関する第１回日米ワークショプを開催し、本共同研究のそれまでの成果を発表し、合せて米国内の免震橋の調査を行なった。

キーワード：道路橋、耐震設計、免震設計、免震装置、伸縮装置、落橋防止構造、
高減衰ゴム支承、摩擦型ダンパー、粘性ダンパー、リンク支承、ＰＣ橋、鋼橋、
多径間連続橋、耐震補強

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その３）

目　次

まえがき …… 1

共同研究参加者名簿 …… 3

Ⅰ．研究目的 …… 7

Ⅱ．研究開発の全体計画および平成３年度の研究体制 …… １１

Ⅲ．平成３年度の研究成果 …… １７

第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究 …… １９

１．１　平成３年度の研究成果の概要 …… ２１

１．２　免震装置の開発および基本特性の検討 …… ２４

１．２．１　高減衰ゴム支承（その１） …… ２４

１．２．２　高減衰ゴム支承（その２） …… ３６

１．２．３　高減衰ゴム支承（その３） …… ４７

１．２．４　高減衰ゴム支承（その４） …… ５８

１．２．５　摩擦（すべり）型ダンパー（その１） …… ７０

１．２．６　摩擦（すべり）型ダンパー（その２） …… ８５

１．２．７　鋼製ダンパー …… ８７

１．２．８　ローラー型免震支承 …… ９１

１．２．９　リンク支承 …… １０３

１．２．１０　粘性ダンパー …… １１４

１．３　実証試験方法の開発 …… １２７

１．３．１　開発の概要 …… １２７

１．３．２　動的特性の評価方法 …… １２７

１．３．３　動的特性の確認試験方法の検討 …… １２７

１．３．４　まとめ …… １２８

第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究 …… １３１

２．１　免震橋用の伸縮装置の開発 …… １３３

２．１．１　免震橋用の伸縮装置（その１） …… １３３

２．１．２　免震橋用の伸縮装置（その２） …… １４９

２．２　免震橋用の落橋防止構造の開発 …… １７６
２．２．１　免震橋用の落橋防止構造 …… １７６

第３章　免震設計の開発に関する研究 …… ２０１
３．１　免震設計の基本方針に関する研究 …… ２０３
３．１．１　平成３年度の研究成果の概要 …… ２０３
３．１．２　基本方針の見直し …… ２０５
３．１．３　免震関係用語の定義および整理 …… ２１２
３．１．４　免震設計の適用性の調査 …… ２１５
３．１．５　地震時保有水平耐力照査に用いる許容塑性率の調査 …… ２１９
３．２　動的解析法の開発に関する研究 …… ２３０
３．２．１　研究の概要 …… ２３０
３．２．２　平成３年度の成果概要 …… ２３２
３．２．３　地盤の不整形性にともなう応答特性の検討 …… ２３４
３．２．４　免震橋梁の橋脚の塑性率に関する応答特性の検討 …… ２４３
３．２．５　曲線免震橋の地震入力方向に関する検討 …… ２６２
３．２．６　動的解析の課題に対する研究成果のまとめ …… ２７９
３．２．７　今後の課題 …… ２８０
３．３　免震装置の設計法に関する研究 …… ２８１
３．３．１　平成３年度の研究成果の概要 …… ２８１
３．３．２　免震装置の設計法の検討 …… ２８２
３．３．３　免震装置のモデル化の検討 …… ３０１
３．３．４　免震装置の選定と特性値の設定方法 …… ３２３
３．４　簡易設計法の開発に関する研究 …… ３２４
３．４．１　平成３年度の研究成果の概要 …… ３２４
３．４．２　橋脚初期寸法の設定 …… ３３５
３．４．３　静的計算法に関する検討 …… ３４４
３．４．４　簡易設計法に基づく免震設計手順 …… ３６０
３．５　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究 …… ３６４
３．５．１　平成３年度の研究成果の概要 …… ３６４
３．５．２　構造細目に関する基本方針 …… ３６６
３．５．３　落橋防止構造の検討 …… ３６９
３．５．４　変位抑制装置の検討 …… ３８１
３．５．５　伸縮装置の設計例 …… ３９１
３．５．６　ノックオフ構造の設計例 …… ４０２

３．６　免震橋の地震応答特性に関する研究 …… ４１２
３．６．１　研究概要 …… ４１２
３．６．２　自由振動実験に基づく免震橋模型の減衰特性 …… ４１３
３．６．３　免震設計における免震装置の設計変位の算定法の開発 …… ４２１
３．６．４　実測記録に基づく宮川橋（免震橋）の振動特性 …… ４３０
３．６．５　免震装置に生じる残留変位の解析 …… ４３６
３．６．６　結　論 …… ４４１

第４章　免震設計の適用に関する研究 …… ４４３
４．１　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究 …… ４４５
４．１．１　平成３年度研究成果の概要 …… ４４５
４．１．２　試設計の条件設定 …… ４４７
４．１．３　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… ４５１
４．１．４　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討 …… ４６２
４．１．５　震度法による設計照査 …… ４６７
４．１．６　地震時保有水平耐力法による照査 …… ４７２
４．１．７　構造細目 …… ４７５
４．１．８　動的解析による検討 …… ４８０
４．２　鋼橋に対する免震設計に関する研究 …… ４９０
４．２．１　平成３年度研究成果の概要 …… ４９０
４．２．２　鋼橋の試設計 …… ４９２
４．２．３　地盤との動的相互作用の検討 …… ５３６
４．３　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究 …… ５４１
４．３．１　平成３年度研究成果の概要 …… ５４１
４．３．２　超多径間連続橋の免震設計フロー …… ５４３
４．３．３　線形が曲線の超多径間連続橋の免震設計 …… ５４８
４．３．４　地盤条件が変化する超多径間連続橋の免震設計 …… ５５８
４．３．５　構造細目 …… ５７５
４．３．６　超多径間ＰＣ連続橋の施工法 …… ５８０
４．４　耐震補強に対する免震設計に関する研究 …… ５８７
４．４．１　平成３年度研究成果の概要 …… ５８７
４．４．２　既設橋梁の耐震性照査手法の整理と体系化 …… ５８９
４．４．３　適用可能性の補足検討 …… ５９４
４．４．４　動的解析による安全性の照査 …… ６１３
４．４．５　免震装置の施工法および構造細目の検討 …… ６２１

第５章　平成３年度の研究成果の要約 …… ６２７
５．１　橋梁用免震装置の開発に関する研究 …… ６２９
５．２　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究 …… ６３１
５．３　免震設計法の開発に関する研究 …… ６３４
５．４　免震設計の適用に関する研究 …… ６４０

Ⅳ．３年間の研究成果 …… ６４７
１．主要な研究成果 …… ６４９
２．研究発表 …… ６５１
３．特許申請 …… ６６０

付　録 …… ６６３
議事録 …… ６６５
第５回連絡会　議事録（要　旨） …… ６６７
第６回連絡会　〃　〃 …… ６７０
第９回合同幹事会　〃　〃 …… ６７２
第10回合同幹事会　〃　〃 …… ６７４
第11回合同幹事会　〃　〃 …… ６７５

参考文献 …… ６７７

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その３）
道路橋の免震設計法マニュアル（案）

目　　次

はじめに

共同研究参加者名簿

1章　総則 …… 3
1.1　適用の範囲 …… 3
1.2　用語の定義 …… 3
1.3　記号 …… 4

2章　免震設計の基本方針 …… 9

3章　免震設計 …… 11
3.1　一般 …… 11
3.2　震度法に用いる設計水平震度 …… 13
3.3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度 …… 13
3.4　免震装置の特性値 …… 14
3.4.1　免震装置の設計変位 …… 14
3.4.2　免震装置の等価剛性および等価減衰定数 …… 15
3.5　橋の固有周期の算出方法 …… 16
3.6　橋の減衰定数の算出方法 …… 17

4章　免震装置の設計 …… 19
4.1　設計の基本方針 …… 19
4.1.1　一般 …… 19
4.1.2　免震装置の動的特性 …… 19
4.1.3　免震装置の静的特性 …… 21
4.2　積層ゴム支承の設計 …… 21
4.2.1　一般 …… 21
4.2.2　使用材料 …… 22
4.2.3　設計に用いる物理定数および許容応力度 …… 23
4.2.4　積層ゴム支承の設計 …… 24
4.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計 …… 29
4.3.1　一般 …… 29
4.3.2　鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性 …… 29
4.3.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性 …… 31
4.3.4　鉛プラグの形状 …… 31
4.4　高減衰積層ゴム支承の設計 …… 31
4.4.1　一般 …… 31

4.4.2 高減衰積層ゴム支承の動的特性 …… 32
4.4.3 高減衰積層ゴム支承の静的特性 …… 35
4.5 鋼製ダンパーの設計 …… 35
4.5.1 一般 …… 35
4.5.2 鋼製ダンパーの動的特性 …… 35
4.5.3 鋼製ダンパーの静的特性 …… 37
4.6 摩擦ダンパーの設計 …… 37
4.6.1 一般 …… 37
4.6.2 摩擦ダンパーの動的特性 …… 37
4.6.3 摩擦ダンパーの静的特性 …… 41
4.7 粘性ダンパーの設計 …… 41
4.7.1 一般 …… 41
4.7.2 粘性ダンパーの動的特性 …… 41
4.7.3 粘性ダンパーの静的特性 …… 43
4.8 ローラー型免震支承の設計 …… 43
4.8.1 一般 …… 43
4.8.2 高硬度ローラーの設計 …… 43
4.8.3 ローラー型免震支承の動的特性 …… 44
4.8.4 ローラー型免震支承の静的特性 …… 44

5章 動的解析による照査 …… 45
5.1 一般 …… 45
5.2 動的解析手法 …… 45
5.3 解析モデル …… 45
5.4 動的解析に用いる地震入力 …… 46
5.4.1 震度法の照査に用いる地震入力 …… 46
5.4.2 地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力 …… 48
5.5 安全性の照査 …… 49

6章 免震設計を用いる場合の構造細目 …… 50
6.1 一般 …… 50
6.2 けた端部の遊間 …… 50
6.3 落橋防止構造 …… 51
6.4 ノックオフ構造 …… 52
6.5 伸縮装置の構造細目 …… 54

7章 免震装置の性能確認試験方法 …… 55
7.1 一般 …… 55
7.2 免震装置の動的特性 …… 55
7.2.1 一般 …… 55
7.2.2 設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数を確認するための試験 …… 56
7.2.3 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位による50回の
正負連続くり返し載荷試験 …… 58
7.2.4 免震装置に生じる残留変位を確認するための試験 …… 58
7.2.5 常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験 …… 58

[1] くり返し載荷に対する安定性 …… 58
[2] 履歴経験に対する安定性 …… 60
[3] 支圧応力度の変化に対する安定性 …… 62
[4] 変形速度の変化に対する安定性 …… 63
[5] 静的予変位に対する安定性 …… 64
[6] 温度変化に対する安定性 …… 65
7.3 免震装置の静的特性 …… 67
7.3.1 一般 …… 67
7.3.2 温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する耐久性を確認するための試験 …… 67
7.3.3 クリープによる圧縮変形量を確認するための試験 …… 67
7.3.4 温度変化が－10℃時と＋40℃時の免震装置の等価剛性を確認するための試験 …… 68
7.3.5 クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性 …… 69

8章 免震設計を用いた耐震補強 …… 72

9章 免震設計を用いた単純桁の連続化 …… 73

参考資料－1 道路橋の免震設計の手順 …… 77

参考資料－2 免震装置の設計例 …… 81
2.1 まえがき …… 81
2.2 高減衰積層ゴム支承（その1，横浜ゴム㈱製免震支承） …… 82
2.3 高減衰積層ゴム支承（その2，東洋ゴム工業㈱製免震支承） …… 83
2.4 高減衰積層ゴム支承（その3，㈱ブリヂストン製免震支承） …… 85
2.5 高減衰積層ゴム支承（その4，昭和電線電纜㈱製免震支承） …… 89
2.6 摩擦（すべり）型ダンパー（その1，大成建設㈱＋東京ファブリック工業㈱製免震装置） …… 91
2.7 摩擦（すべり）型ダンパー（その2，㈱ビー・ビー・エム製免震装置） …… 93
2.8 鋼製ダンパー（西松建設㈱製免震装置） …… 95
2.9 高減衰ゴム付きローラー型免震支承（日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱製免震支承） …… 97
2.10 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）（オイレス工業㈱製免震支承） …… 99

参考資料－3 動的解析に関する検討例 …… 102
3.1 多点入力の影響に関する検討例 …… 102
3.2 橋脚の非線形性の影響に関する検討例 …… 105
3.3 曲線免震橋の曲率の影響に関する検討例 …… 109

参考資料－4 免震橋梁用伸縮装置および落橋防止装置 …… 111
4.1 ノックオフ装置 …… 111
4.2 伸縮装置（フィンガー方式） …… 115
4.3 落橋防止装置（アンカーバー方式） …… 122

参考資料－5 ＰＣ橋に対する免震設計の適用性 …… 127
5.1 ＰＣ免震橋梁の実績 …… 127
5.2 ＰＣ橋の耐震性と免震化のメリット …… 128
5.3 ＰＣ橋の耐震性向上に関する検討 …… 131

5. 4　ＰＣ免震橋の適用性に関する検討 …… 136

参考資料－６　鋼橋に対する免震設計の適用性 …… 141
6. 1　鋼免震橋の実績 …… 141
6. 2　鋼橋の免震化に適する橋梁形式 …… 143
6. 3　鋼橋の耐震性向上に関する検討 …… 145
6. 4　鋼免震橋の適用性に関する検討 …… 146
参考資料－７　超多径間連続橋に対する免震設計の適用性 …… 149
7. 1　超多径間連続橋の免震設計の特徴 …… 149
7. 2　超多径間ＰＣ連続桁橋への免震設計の適用性 …… 150
7. 3　超多径間曲線連続橋への免震設計の適用性 …… 157
7. 4　地盤条件が変化する地点における超多径間連続橋への免震設計の適用性 …… 166
7. 5　超多径間ＰＣ連続橋のかけ違い部の構造細目 …… 174
7. 6　超多径間ＰＣ免震橋の施工法 …… 175

参考資料－８　耐震補強に対する免震設計の適用性 …… 182
8. 1　免震設計を用いた耐震補強フロー …… 182
8. 2　免震設計を用いた耐震補強の特徴 …… 183
8. 3　既設道路橋に適用可能な免震装置 …… 183
8. 4　耐震補強に対する免震設計の適用性 …… 183

参考資料－９　単純げたの多径間連続化に対する免震設計の適用性 …… 192
9. 1　単純げたの連続化に関する実績 …… 192
9. 2　単純げたの連続化に対する免震設計の適用 …… 192
9. 3　試設計 …… 194
9. 4　施工方法 …… 200

参考資料－10　時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形例 …… 204

設計例－１　ＰＣ橋の試設計 …… 219
1. 1　モデル橋の概要 …… 219
1. 2　設計条件 …… 219
1. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… 222
1. 4　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討 …… 229
1. 5　震度法による設計 …… 236
1. 6　地震時保有水平耐力法による照査 …… 238
1. 7　構造細目 …… 243
1. 8　動的解析による照査 …… 247

設計例－２　鋼橋の試設計 …… 251
2. 1　モデル橋の概要 …… 251
2. 2　設計条件 …… 253
2. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… 255
2. 4　震度法による設計 …… 265
2. 5　地震時保有水平耐力法による照査 …… 273

2. 6　構造細目 …… 280
2. 7　動的解析による照査 …… 284

設計例－3　耐震補強の試設計 …… 289
3. 1　耐震補強設計の概要 …… 289
3. 2　現況の耐震性の照査 …… 289
3. 3　免震装置を用いた耐震補強設計 …… 294

まえがき

我国は、世界第1級の地震国であり、諸施設の設計にあったては耐震性に対する十分な配慮が必要とされている。特に、道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために、十分な安全性が要求されており、なかでも、道路橋はいったん被災した場合の影響が大きく、復旧に多大な日数を要することから、適切な耐震性を有することが求められている。

近年、「耐震設計」に代わり、主に建築の分野で「免震設計」が注目を浴びている。免震設計とは、アイソレーターで柔らかく構造物を支持し、長周期化を計るとともに、ダンパーによりエネルギー吸収性能を上げ、構造物の地震時振動を低減しようという設計法である。すでに、ニュージーランド、米国等の諸外国では、道路橋に対して免震設計を積極的に取り入れて地震力を大幅に低減したり、既存橋の耐震補強に利用されている。さらに、免震設計を用いることにより、非常に大きな地震が生じたとしても、橋にはほとんど損傷を生じさせないような設計も可能となると期待されている。

我国においても、今後橋に対する免震設計の利用が進んでくると考えられるが、我国では、ニュージーランド、米国に比較して一回り大きな地震が生じ得ること、また、建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから、道路橋に免震設計を採用するためには、我国の道路橋におかれた特性に適した免震設計法の開発が必要とされている。そこで、我国の道路橋に適した免震設計手法及び橋梁用の免震装置の開発を官民が協力して行なうことを目的として、平成元年より3ケ年計画で本研究に着手した。

本共同研究は、「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の2つから構成されている。今年度は、前者については土木研究所と11の民間グループ（合計13社）が、また、後者については土木研究所と25の民間グループ（合計28社）が緊密な連携を取りながら、橋梁用の免震装置に関する研究、免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置に関する研究、免震設計法の開発に関する研究、免震設計の適用に関する研究の4グループに別れ、それぞれ、分担を決めて研究を行なった。

本報告書は、本研究の最終年度に当たる平成3年度に実施した上記2つの共同研究の成果をあわせて取りまとめたものである。

建設省土木研究所　耐震研究室長
川島　一彦

共同研究参加者名簿

氏　名	所　　属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G	第 4 研究G
川島　一彦	建設省土木研究所　耐震研究室　室長	○	○	○	○
長谷川金二	〃　〃　主任研究員（平成3年9月まで）	○	○	○	○
運上　茂樹	〃　〃　研究員	○	○	○	○
長島　博之	〃　〃　研究員	○	○	○	○
久保田　翼	鹿島建設㈱　土木設計本部　設計技術部　部長			○	○
沢内　至武	〃　〃　〃　次長			○	○
広中　良和	〃　〃　〃			○	○
内藤　静男	〃　〃　第二設計部　設計主査			○	○
日紫喜剛啓	〃　〃　〃			○	○
岡本　裕昭	〃　〃　〃			○	○
竹田　哲夫	〃　技術研究所　第一研究部　第三研究室　主任研究員			○	○
一宮　利通	〃　〃　〃　〃　主任研究員			○	○
斎藤　一郎	清水建設㈱　土木本部設計部　部長			○	○
和田　孝史	〃　技術開発本部　土木技術開発部　課長			○	○
出羽　克之	〃　土木本部　設計1部　課長			○	○
嶋田　穣	〃　〃　〃			○	○
森下　裕史	〃　〃　〃			○	○
後藤　洋三	㈱大林組　技術研究所　土木第五研究室　室長		○	○	○
澤野　耕二	〃　土木技術本部　設計第三部　課長		○	○	○
古賀政二郎	〃　〃　〃　課長		○	○	○
中村　嶽	〃　技術研究所　構造第二研究室　主任研究員		○	○	○
菊地　敏男	〃　〃　土木第五研究室　副主任研究員		○	○	○
榊原　直樹	〃　土木技術本部　設計第三部		○	○	○
池田　弘	㈱熊谷組　技術研究所　副所長			○	
細田　信道	〃　〃　土木構造研究部　主任研究員			○	
金子　誉	〃　〃　〃　研究員			○	
原　諭	〃　〃　〃　研究員			○	
田中　芳行	㈱竹中土木　技術開発部本部　技術開発部　専門係長			○	
瀬尾　正志	〃　東京本店技術部　技術課　技術係長			○	
平井　卓	〃　竹中技術研究所　研究員			○	
鈴木　善雄	㈱竹中工務店　技術研究所　主席研究員			○	
杉本三千雄	〃　〃　主任研究員			○	
恒川　裕史	〃　〃　研究員			○	

氏　名	所　　属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G	第 4 研究G
山口　靖紀	㈱間組　技術研究所　所長			○	
松原　勝己	〃　〃　研究第一部　第三課　係長			○	
小出　敏弘	〃　〃　研究第二部　第二課　研究員			○	
浦野　和彦	〃　〃　研究第一部　第三課　研究員			○	
神谷　宏	西松建設㈱　技術研究所　環境研究課長	○		○	
戸松　征夫	〃　〃　構造研究課長	○		○	
高木　清	〃　土木設計部　設計課　主任技術者	○		○	
飯塚　信一	〃　〃　原子力課　研究員	○		○	
小林　孝至	〃　〃　構造研究課　研究員	○		○	
武井　正孝	〃　〃　土木技術課	○		○	
坂井　栄次	住友建設㈱　土木部　設計第二課　課長				○
新井　英雄	〃　〃　〃　課長代理				○
益子　博志	〃　〃　〃　課長代理				○
藤原　保久	〃　〃　〃　主任				○
内田誠二郎	〃　〃　〃　主任				○
田端　智也	〃　〃　〃　主任				○
平井　正雄	三井建設㈱　技術開発本部　技術研究所　第一研究開発室　主席研究員				○
菊池　道夫	〃　土木本部　土木設計部　設計第二課　課長				○
樋口　昇	〃　〃　〃　〃　主任				○
田村多佳志	〃　〃　〃　〃				○
有富　範伊	五洋建設㈱　技術研究所土木技術開発室　主席研究員			○	
三藤　正明	〃　〃　〃　主席研究員			○	
田村　保	〃　〃　〃　主任研究員			○	
中田　雅章	〃　〃　〃　主任研究員			○	
竹内　幹雄	㈱奥村組　技術本部　技術開発部　次長			○	
高橋　一成	〃　〃　土木技術課　主任			○	
佐藤　晋	〃　〃　〃			○	
有井　孝典	〃　筑波研究所　構造研究室　主任研究員			○	
尾崎　大輔	大成建設㈱　土木設計部　構造第一設計室　係長	○	○	○	○
横山　正義	〃　技術研究所　主任研究員	○	○	○	○
久野　雅祥	〃　〃　主任研究員	○	○	○	○
松本　史郎	東京ファブリック工業㈱　技術部　技師補	○	○	○	○
君島　昭男	日本鋳造㈱　鋼構造事業部　次長	○	○	○	○
原田　孝志	〃　〃　部員	○	○	○	○

氏　名	所　　属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G	第 4 研究G
杉崎　守	石川島播磨重工業㈱　橋梁事業部　品質管理部部長			○	○
橋本　和夫	〃　〃　設計部　課長			○	○
柳原　正浩	〃　〃　部員			○	○
田中　元章	〃　技術研究所　振動研究部　主任研究員			○	○
桜井　朋樹	〃　〃　〃　研究員			○	○
高久　達将	日本鋼管㈱　橋梁建設部　部付部長	○		○	○
嶋田　正大	〃　〃　長大橋室　室長	○		○	○
中村　公信	〃　〃　橋梁設計室　主任部員	○		○	○
津村　直宣	〃　応用技術研究所　耐風構造研究室　主任研究員	○		○	○
出間　進一	日本鋳造㈱　鋼構造事業部　設計部　課長	○		○	○
小山　博	〃　〃　設計部　係長	○	○	○	○
大谷　修	㈱神戸製鋼所　機械研究所　主任研究員				○
浜崎　義弘	〃　〃　研究員				○
青野　信尹	〃　橋梁工場　技術室室長				○
村井　正光	㈱日本製鋼所　室蘭製作所　室蘭研究所　特機材料研究部　課長	○		○	
加勢川正治	〃　〃　鉄構機器橋梁部設計Ｇｒ．係長	○		○	
別所　俊彦	〃　〃　〃　設計Ｇｒ．	○		○	
伊関　治郎	オイレス工業㈱　技術二部　部長	○		○	○
牧口　豊	〃　〃　主任技師	○		○	○
下田　郁夫	〃　〃　開発課長	○		○	○
遠藤　和夫	横浜ゴム㈱ MB 販売本部土木市場部商品開発ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ	○		○	
山田　親文	〃複合商品事業部ｴﾝｼﾞﾆｱﾄﾞﾌﾟﾛﾀﾞｸﾄ技術部　担当課長	○		○	
島ノ江　哲	〃　〃　部員	○		○	
西本　達生	〃　MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　担当課長	○		○	
越峠　雅博	〃　〃　〃　部員	○		○	
河合　孝夫	東洋ゴム工業㈱　産業資材技術部　部長	○		○	
片山　恭宏	〃　技術開発研究所　課長	○		○	
宮内　康宏	〃　〃　研究員	○		○	
佐々木頼孝	〃　〃　研究員	○		○	
土呂　信行	〃　産業資材技術部　課長代理	○		○	
山形　聡樹	〃　〃　技術部員	○		○	

氏　名	所　　属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G	第 4 研究G
水津　洋二	㈱ブリヂストン研究開発第２本部　研究開発第7ｸﾞﾙｰﾌﾟ課長	○		○	
須藤　千秋	〃　土木・海洋商品開発部　〃　課長補佐	○		○	
佐藤　直	〃　化成品開発営業部　〃　課長補佐	○		○	
深堀　美英	〃　研究開発第２本部　研究開発第8ｸﾞﾙｰﾌﾟ次長	○		○	
鈴木　重信	〃　工業用品技術本部　研究開発第7ｸﾞﾙｰﾌﾟ研究員	○		○	
井口　篁	㈱ビービーエム　製造部　生産技術部　部長	○		○	
井手　義彦	〃　設計部　設計技術部　部長	○		○	
配野　英郎	〃　営業部　営業部　次長	○		○	
西川　一郎	昭和電線電纜㈱　成型除振部　次長	○		○	
加藤　直樹	〃　〃　技術課　課員	○		○	
伊藤　政治	〃　情報通信研究部　材料研究室　主任研究員	○		○	
村松　佳孝	〃　〃　研究員	○		○	
林　亜紀夫	パシフィックコンサルタンツ㈱　構造部　主席調査役			○	○
入澤　徹	〃　〃　橋梁設計第二課長			○	○
富田　雅久	〃　〃　〃　主任			○	○
吉川　一成	〃　〃　第一課主任			○	○
佐伯　光昭	日本技術開発㈱　土木本部　地震防災室　室長			○	○
岸本　俊雄	〃　大阪支社　土木本部　構造部　部長			○	○
宮原　哲	〃　〃　課長補佐			○	○
川崎　巌	〃　土木本部　構造橋梁部　課長補佐			○	○
増田　真一	〃　〃　地震防災室　主任			○	○
横岡　武之	新構造技術㈱　専務取締役			○	○
岡戸　三夫	〃　土木設計部　部長代理			○	○
小室　光治	〃　〃　課長			○	○
堀川　道広	〃　〃　主任			○	○
河原　史直	〃　〃　主任			○	○

Ⅰ. 研 究 目 的

Ⅰ．研　究　目　的

道路橋示方書は「地震の影響の低減を期待する構造または装置」を採用することによって地震入力を減ずることができれば設計震度を低減してよいとされているが、免震設計の手順については具体的に示されていない。（財）国土開発技術センターは昭和６１年度から「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究」を実施し、最終年度の平成元年３月に「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」を発刊している。このガイドラインによって道路橋の免震設計は一応可能となったが、免震設計の適用性の具体的な分析や既存設計指針等との整合性の検討ならびに設計計算ツールの整備は今後の課題として残された。

海外の事例ではニュージーランドでは橋梁の免震設計が実用化され、既に４７橋に適用されている。米国とカナダにおいても合せて２０橋以上に適用されており、今後急速に増加する傾向にある。上述の（財）国土開発技術センターの研究においてもニュージーランドの免震橋の調査が行なわれ、その成果はガイドラインの一部に反映されている。しかし、ニュージーランドや米国と我国とでは道路交通密度に大きな相違があって耐震に対する要求水準が異なるほか、ニュージーランドや米国ではじん性を考慮した耐震設計が行なわれており、我国とは耐震設計の理念が異なっている。

一方、我国の建築構造物の分野では、昭和６０年から本格的な免震ビルが建設されるようになり、平成３年までに約５０棟が竣工している。これらのビルには、ニュージーランドで開発された装置を始めとして、多種多様な免震装置が採用されている。しかし、建物と橋梁では免震装置の設置環境に大きな違いがあるばかりでなく、免震設計の位置付けや免震設計が適用できる範囲にも相違があると考えられる。

したがって、道路橋の免震構造システムを開発し普及させていくためには、各分野における既存の成果を吸収し効率的に移転するとともに、独自の研究を積み重ね、我国の道路橋に適した免震設計法を構築していく必要がある。同時に、我が国の技術力を活用して道路橋に適した多種多様な免震装置を開発し、装置選択の幅を広げていくことも重要である。

このような目標に基づいて、この共同研究では次の４つの研究課題を設定し、それぞれにグループを構成して研究を進めた。

① 橋梁用の免震装置の開発に関する研究
② 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究
③ 免震設計法の開発に関する研究
④ 免震設計法の適用に関する研究

各々の課題の目的は次の通りである。

(1) 橋梁用の免震装置の開発に関する研究

道路橋に適した免震装置を多種類開発し、装置選択の幅を広げて免震設計が効果的に適用できるようにする。また、道路橋のための免震装置の性能実証試験方法を検討し整備する。

ここに、免震装置とは「長周期化機能とエネルギー吸収機能を有する装置」全般とする。長周期化機能を有する装置は積層ゴム系に限らず、幅広い形式について開発するものとする。

(2) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発に関する研究

橋梁の場合には、橋台と桁、桁と桁の間で路面の連続性が確保されねばならない。また、大地震時にも落橋は許されない。免震設計された橋梁は応答変位が大きくなることから、免震橋に適した伸縮装置と落橋防止構造を開発する。

(3) 免震設計法の開発に関する研究

免震設計法を、既存の耐震設計体系の中で単に地震入力を低減する手段として捉えるだけでなく、道路橋の耐震設計体系の一環として位置付けて、その理念の構築を試みる。免震橋に適用できる動的解析法と簡易計算法の開発を行ない、動的解析については模型振動実験に基づいた検証も併せて行なう。同時に、免震装置および免震設計を用いた場合の落橋防止構造、伸縮装置の設計法の開発を行ない、免震設計を実用化する環境を整える。なお、対象とする橋梁は道路橋示方書の適用範囲に合致する橋梁とする。

(4) 免震設計法の適用に関する研究

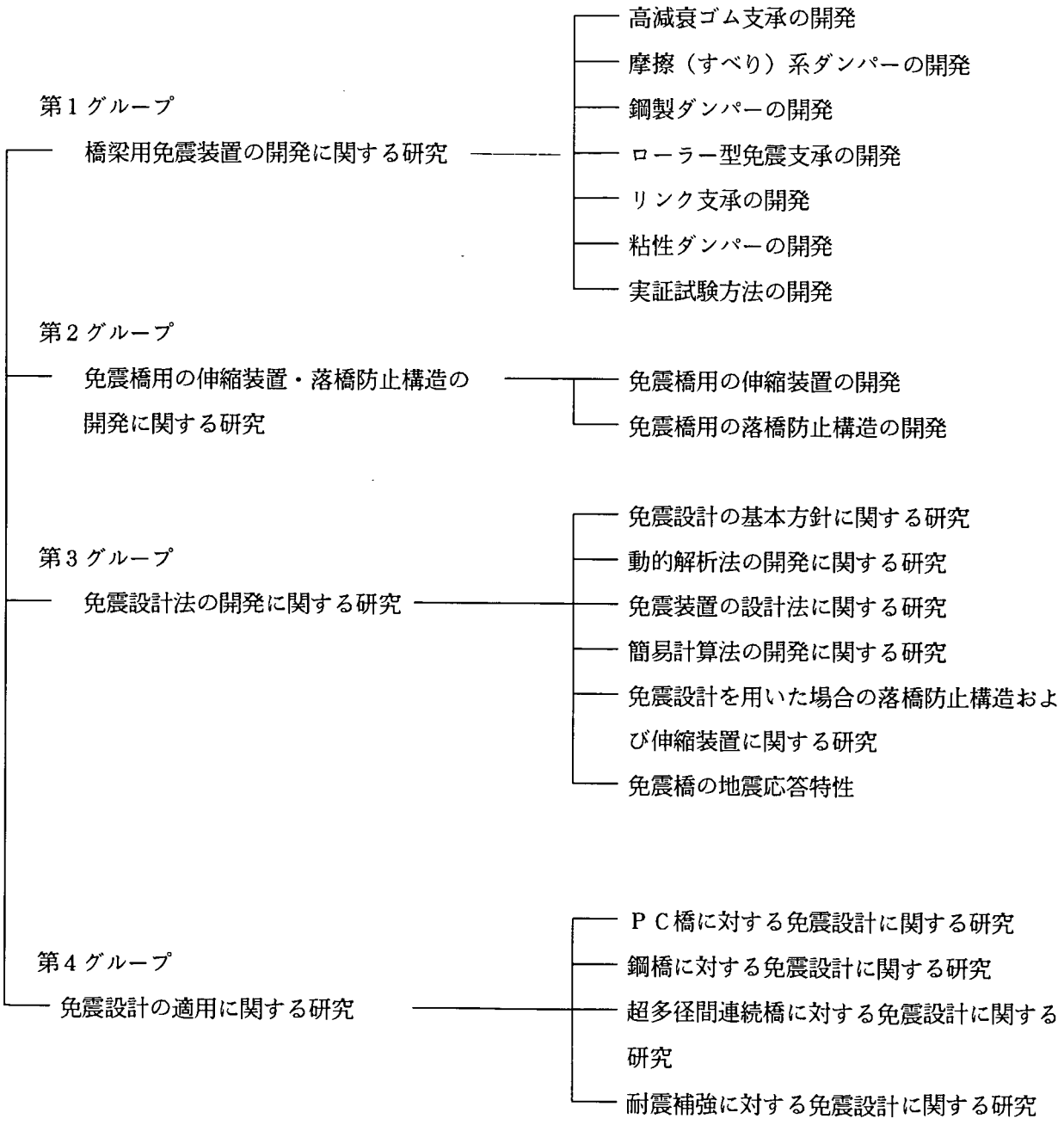
免震設計の適用性、有用性、ならびに可能性に関する研究を進めて設計資料を蓄積する。具体的にはＰＣ橋、鋼桁橋のそれぞれについて、パラメーター解析を行なって免震設計に適する構造形式を明確にし、試設計を行なってそれを実証する。また免震設計を適用することによって付加価値が高まり実用性の増す橋梁形式についても研究するものとする。さらに、耐震性が不足したり、構造形式の変更に伴う既設橋梁の耐震補強としての免震設計の適用についても研究する。

II. 研究開発の全体計画および平成３年度の研究体制

Ⅱ．研究開発の全体計画及び平成３年度の研究体制

(1) 全体計画

Ⅰ．研究目的で述べた４つの研究課題についてそれぞれ研究グループを構成し、下記の１８の項目について研究を進めることにした。



図－１　研究グループと研究項目

研究期間は平成元年7月より平成4年3月までの約3年間であり、各研究課題の概略の工程は次の通りである。なお、各研究項目の詳細は次章以下に示している。

表－1　第1及び第2グループ（装置の開発に関する研究）

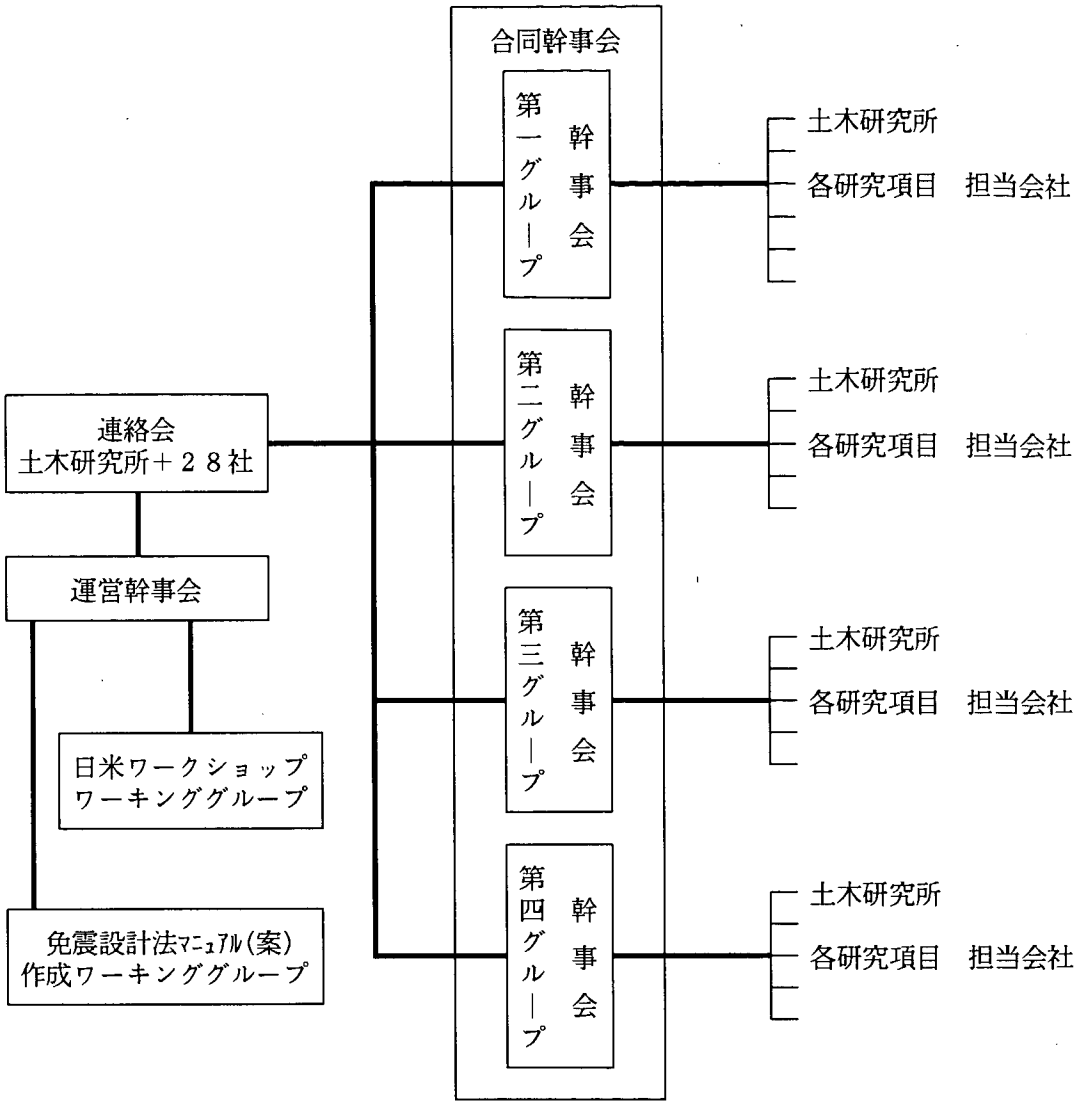
	平成元年度	平成2年度	平成3年度
事前調査・開発計画検討	←――――→		
供試体製作・実証試験		←――――→	――→
まとめ			←――――→

表－2　第3及び第4グループ（免震設計法の開発に関する研究）

	平成元年度	平成2年度	平成3年度
現況調査・基本方針検討	←――――→		
パラメータースタデイー		←――――→	
設計法検討			
設計法提案		←――――→	――→
試設計			
今後の検討課題			←――――→
まとめ			

(2) 平成3年度の研究体制

平成3年度の研究実施体制は次の図－2の通りとした。また、各研究項目の担当機関を表－3に示す。


合同幹事会
第一グループ
幹事会
第二グループ
幹事会
第三グループ
幹事会
第四グループ
幹事会
土木研究所
各研究項目　担当会社
土木研究所
各研究項目　担当会社
土木研究所
各研究項目　担当会社
土木研究所
各研究項目　担当会社
連絡会
土木研究所＋２８社
運営幹事会
日米ワークショップ
ワーキンググループ
免震設計法ﾏﾆｭｱﾙ(案)
作成ワーキンググループ

図－２　研究体制

表－３　道路橋の免震システムの開発に関する研究項目担当機関一覧表

研　究　項　目	土	鹿	清	林	熊	竹	間	松	住	三	五	奥	成	石	N	神	製	ｵｲ	横	東	ブ	B	昭	パ	技	新	幹	副
1．橋梁用免震装置の開発に関する研究　（第１研究グループ）																											オイレス	ブリヂストン
1.1 高減衰ゴム支承の開発																			○	○	○		○					
1.2 摩擦（スベリ）型ダンパーの開発													○									○						
1.3 鋼製ダンパーの開発								○																				
1.4 ローラ支承の開発															○													
1.5 リンク支承の開発																	○											
1.6 粘性ダンパーの開発																		○										
1.7 実証試験方法の開発	○							○					○		○		○	◎	○	○	○	○	○					
2．免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究（第２研究グループ）																											大成	
2.1 免震橋用の伸縮装置の開発				○									○															
2.2 免震橋用の落橋防止構造の開発	○												○															
3．免震設計法の開発に関する研究　（第３研究グループ）																											鹿島	パシコン
3.1 免震設計の基本に関する研究	○	○	○	○		○						○	◎					○						○	○	○		
3.2 動的解析法の開発に関する研究	○		○		○	◎		○			○			○														
3.3 免震装置の設計法に関する研究	○						○	○				◎	○		○		○	○	○	○	○	○	○					
3.4 簡易計算法の開発に関する研究	○	○	◎		○	○					○	○																
3.5 免震設計を用いた場合の落橋防止構造及び伸縮装置に関する研究	○			○			○						○		○			○						◎				
3.6 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究	◎																											
4．免震設計の適用に関する研究　（第４研究グループ）																											大林	日技
4.1 ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究	○	◎							○	○			○													○		
4.2 鋼橋に対する免震設計に関する研究	○													○	○	○										◎		
4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究	○		○	◎					○							○								○	○	○		
4.4 耐震補強に対する免震設計に関する研究	○									○				○				○							◎			

注）土：土木研究所，鹿：鹿島建設，清：清水建設，林：大林組，熊：熊谷組，竹：竹中土木＋竹中工務店，間：間組，松：西松建設，住：住友建設，三：三井建設，五：五洋建設，奥：奥村組，
成：大成建設＋東京ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ＋日本鋳造，石：石川島播磨重工業，Ｎ：日本鋼管＋日本鋳造，神：神戸製鋼所，製：日本製鋼所，ｵｲ：オイレス工業，横：横浜ゴム，東：東洋ゴム工業，
ブ：ブリヂストン，Ｂ：ビー・ビー・エム，昭：昭和電線，パ：パシフィックコンサルタンツ，技：日本技術開発，新：新構造技術

III.　平成３年度の研究成果

第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

1.1　平成３年度の研究成果の概要

橋梁用免震装置の開発に関する研究では、道路橋に適用できる免震装置の開発と、免震装置の実証試験方法の開発を目的とする。免震装置に関しては、10種類の免震装置が開発の対象となり、建設省土木研究所と当該装置の担当民間会社が共同して研究開発を行った。一方、実証試験方法の開発では、建設省土木研究所と民間12社が担当して共同研究を行った。

(1) 免震装置の開発

1）平成元年度および平成２年度の研究成果

本共同研究で開発の対象にした免震装置は、以下の10種類である。

①高減衰ゴム支承	・・・・・・・・	4 種類
②摩擦（すべり）型ダンパー	・・・・・・・・	2 種類
③鋼製ダンパー	・・・・・・・・	1 種類
④ローラー型免震支承	・・・・・・・・	1 種類
⑤リンク支承	・・・・・・・・	1 種類
⑥粘性ダンパー	・・・・・・・・	1 種類

上記10種類の免震装置を対象に、以下の研究開発を行った。

平成元年度

i）装置の構造に関する検討

ii）装置の特性および性能に関する開発目標の設定

iii）平成２年度に予定された建設省土木研究所での共通一斉実験における供試体の設計条件の設定

平成２年度

i）基本特性の検討

装置に使用される素材の開発、装置の作動原理の検討および装置の基本的な特性を把握するための要素試験などを行った。

ii）一斉共通実験

リンク支承を除く９種類の装置を対象に、装置の基本的な特性および性能を確認することを目的として、共通の条件下での一斉共通実験を建設省土木研究所で行った。

2）平成３年度の研究成果

平成３年度の研究成果の概要は、表－1.1 に示す通りである。平成３年度は、免震装置の特性のモデル化および基本特性を検証するための補足実験が共通した課題であった。装置の特性のモデル化に関する研究成果は、「免震設計法マニュアル（案）」の第５章に反映されている。また、各装置の設計例は、「免震設計法マニュアル（案）」の参考資料－２に示されている。

表-1.1　免震装置の開発における平成３年度の研究開発成果の概要

免震装置	研究開発成果の概要
高減衰ゴム支承（その１）	（１）特性のモデル化 （２）温度変化などの長周期荷重に対する反力特性の実験による検証 （３）大変形性能に関する実験による検証 （４）実大モデルによる性能確認試験
高減衰ゴム支承（その２）	（１）特性のモデル化 （２）ゴム素材の開発と基本特性に関する補足試験 （３）実大モデルによる性能確認試験
高減衰ゴム支承（その３）	（１）特性のモデル化 （２）実大モデルによる性能確認試験 （３）スケジュールモデルを使用したせん断破壊試験による極限性能の確認
高減衰ゴム支承（その４）	（１）特性のモデル化 （２）減衰性能の向上を目的とした材料の改善と実験による性能の確認 （３）大変形性能に関する実験による検証 （４）スケジュールモデルを使用した試験による耐久性の確認
摩擦（すべり）型ダンパー（その１）	（１）特性モデル化 （２）２万回水平加力試験による耐久性の確認 （３）低速度振動における摩擦係数の安定性の確認
摩擦（すべり）型ダンパー（その２）	（１）特性のモデル化 （２）弾性パッキンの設計基準の検討 （３）動的解析による応答特性の確認

鋼性ダンパー	（1）特性のモデル化 （2）ダンパーの組み合わせと方向特性の検討 （3）ダンパーの設置方法法の検討
ローラー型免震支承	（1）特性のモデル化 （2）振動数変化に対する特性の安定性の検証 （3）加振方向の変化に対する特性の安定性の検証
リンク支承	（1）特性のモデル化 （2）滑面材料の取付方法およびストッパーの構造検討
粘性ダンパー	（1）特性のモデル化 （2）減衰性能向上を目的としたダンパーの構造検討 （3）改善された構造の実験による性能確認 （4）温度変化に対する特性の確認

(2) 実証試験方法の開発

1）平成元年度および平成2年度の研究成果

平成元年度および平成2年度の研究成果の概要は、以下の通りである。

平成元年度

i）道路橋用免震装置の要求される特性および性能の設定

ii）免震装置の特性および性能を検証するための試験項目の設定

平成2年度

i）免震装置の特性および性能を検証するための試験条件の設定

ii）試験結果の評価方法の検討

2）平成3年度の研究成果

平成3年度には、過去2年間の研究成果を踏まえて、免震装置の特性および性能を検証するための試験項目、試験条件および評価方法を確立し、「免震設計法マニュアル（案）」（第7章）に反映した。マニュアル（案）では、橋梁に適用される免震装置の特性に影響を与える要因を明確にし、それぞれの条件下で特性の安定性を検証するための試験方法を示し、免震装置の性能を評価する指標を与えている。

1.2　免震装置の開発および基本特性の検討

1.2.1　高減衰ゴム支承（その１）

(1) 開発の概要

道路橋用免震装置として、等価せん断弾性係数　8 kgf/cm² 以上、等価減衰定数 15 % 以上を目標とした、高減衰ゴム支承の開発を平成元年より3 年計画で行ってきた。初年度は材料開発を行つた。2 年度はスケールモデルによる積層ゴム支承としての基本特性実験を行い、ひずみ依存性・繰り返し依存性・履歴依存性・振動数依存性・面圧依存性・予変位依存性・動的疲労特性・クリープ特性などの性質を明らかにした。最終年度の今年度はさらに①特性のモデル化実験、②長周期荷重に対する反力特性実験、③せん断破壊実験、④実大特性実験を実施した。この結果、基本特性、および、極限時の挙動が明らかとなり、また、実大供試体でも予期どうりの特性を発揮することが確認できた。

(2) 実験方法

I）供試体形状

実橋モデルを想定し、免震支承の試設計を行い、このスケールモデルを制作し、実証試験を行った。

a）橋の設計諸元

・橋の形式、規模　　鋼３径間連続げた橋、橋長100m，幅員10m，5　主桁

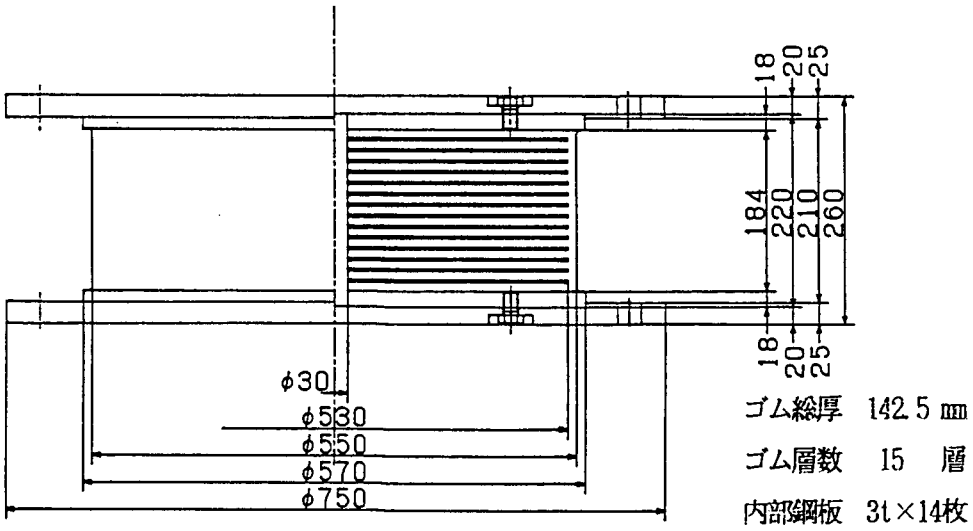
・設計基準　　道路橋示方書、ガイドライン（案）等

・設計目標　　反力100tf（死荷重 75tf）、固有周期 1.6秒

減衰定数 15%、最大変位 200mm

b）供試体形状

・試設計した支承形状(1/1モデル) を図－1.2.1.1 に示す。



図－1.2.1.1 高減衰ゴム支承(1/1モデル)

・実験に使用した供試体寸法諸元をまとめて表－1.2.1.1 に示す。

表－1.2.1.1 供試体寸法諸元

供試体	直径 mm	内層ゴム 総厚 mm	内層ゴム 層数	内部鋼板 板厚 mm	内部鋼板 層数
1/1 モデル	530	142.5	15	3.0	14
2/3 モデル	353.3	95.0	15	2.3	14
1/3 モデル	176.5	47.5	15	1.2	14

・供試体と実験の関係を以下に示す。

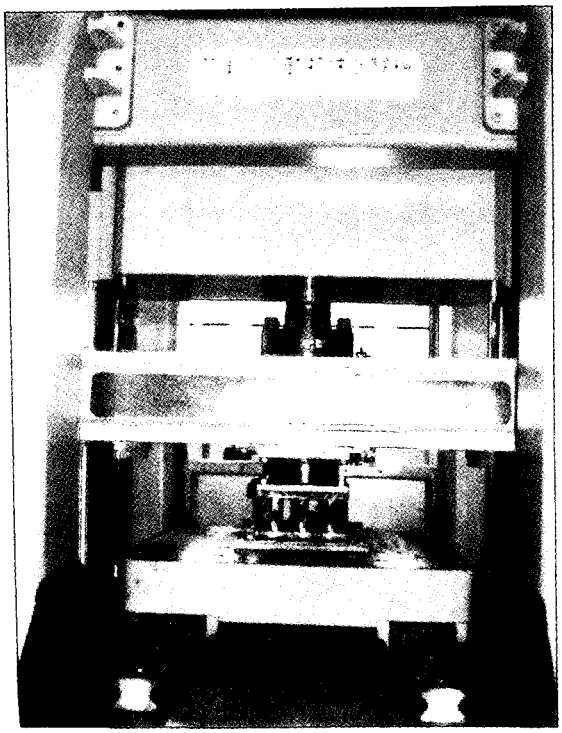
1/3 モデル　特性のモデル化実験、長周期荷重に対する反力特性実験

2/3 モデル　せん断破壊実験

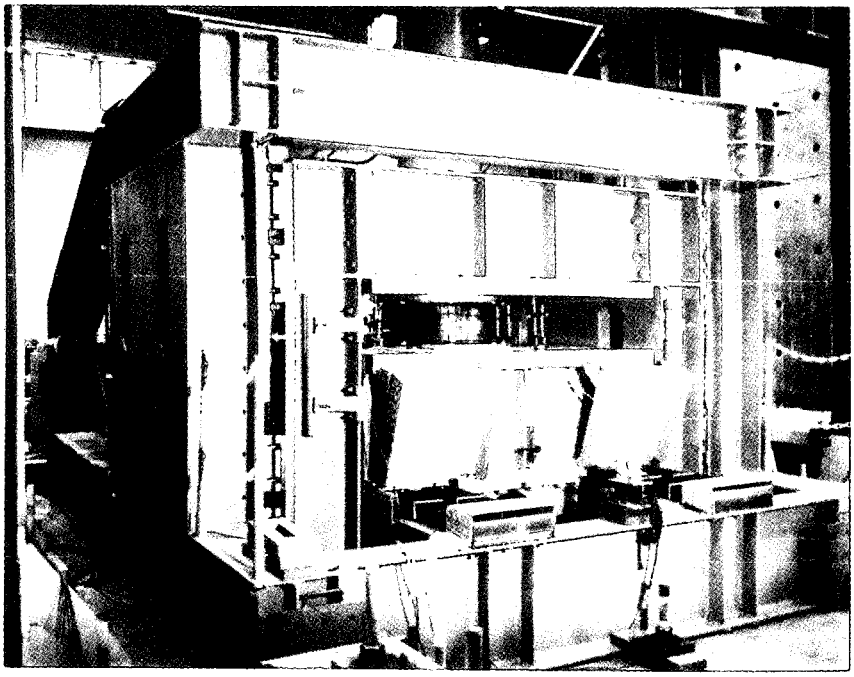
1/1 モデル　実大特性実験

Ⅱ）実験装置

実験に使用した装置例の概要を写真－1.2.1.1 、写真－1.2.1.2 に示す。また、試験機の加力能力を表－1.2.1.2 に示す。



写真－1.2.1.1 動的加力装置 ①



写真－1.2.1.2 静的加力装置 ①

表－1.2.1.2 試験機能力

項目	動的加力装置①、②			静的加力装置 ①		
	荷重	ｽﾄﾛｰｸ	速度	荷重	ｽﾄﾛｰｸ	速度
水平方向 ①	10tf	±100mm	33cm/sec	100tf	±300mm	0.1cm/sec
②	30tf	±500mm	20cm/sec	－	－	－
鉛直方向 ①	30tf	± 30mm	3.5cm/sec	500tf	100mm	－
②	300tf	500mm	－	－	－	－

Ⅲ）実験方法

a）特性のモデル化実験

開発した高減衰ゴム支承の特性をモデル化するため、せん断ひずみと特性の関係を詳細に把握することを目的する。

・供試体　1/3 モデル

・試験条件　面圧　60 kgf/cm^2，振動数 0.5 Hz，温度 20 ℃

・せん断方向加力条件

1 ｼﾘｰｽﾞ　±12.5% ×3 c/s⇒±25% ×3 c/s⇒±50% ×3 c/s⇒±75% ×3 c/s
⇒±100%×3 c/s⇒±125%×3 c/s⇒±150%×3 c/s⇒±175%×3 c/s
⇒±200%×3 c/s

2 ｼﾘｰｽﾞ　翌日第 1 ｼﾘｰｽﾞ と同じ条件を繰り返す。

b）長周期荷重に対する反力特性実験

温度変化等の影響による支承の変位速度は地震時の変位速度に比べ大変小さく、1.0×10^{-4}cm/sec 程度である。この緩速度を通常の加振機で再現することは、一般に困難である。そこで、ここでは通常の加振機の能力で測定可能な二つの測定方法で検討を行った。

① 外挿による推定法

測定可能な範囲の緩速度で実験を行い、外挿法により速度 1.0×10^{-4}cm/secにおける反力特性を推定する。

・供試体　1/3　モデル

・試験条件　面圧 60kgf/cm²、せん断ひずみ ±50%×3c/s（三角波）、温度 20℃

・せん断方向加力順序　　加振速度（周期 ）で示す。

4.8cm/sec(2sec)⇒1.0cm/sec(10sec)⇒0.5cm/sec(20sec)⇒0.1cm/sec(100sec)

⇒0.05cm/sec(200sec)⇒0.01cm/sec(1000sec)⇒0.002cm/sec(4000sec)

② 応力緩和法

温度変化の周期を24時間と想定し、この1/4 周期に相当する6時間の水平力とせん断ひずみの関係を加力途中で応力緩和させながら測定することにより、緩速度での反力特性を推定する。ここで得られる履歴曲線の概念図を図－1.2.1.2 に示す。

・供試体　1/3　モデル

・試験条件　面圧　60kgf/cm²、温度　20℃

・せん断方向加力条件　加力速度 0.1 cm/sec

ﾃｽﾄ No1 ： 0⇒50%加力⇒6時間応力緩和

ﾃｽﾄ NO2 ： 0⇒25%加力⇒3時間応力緩和

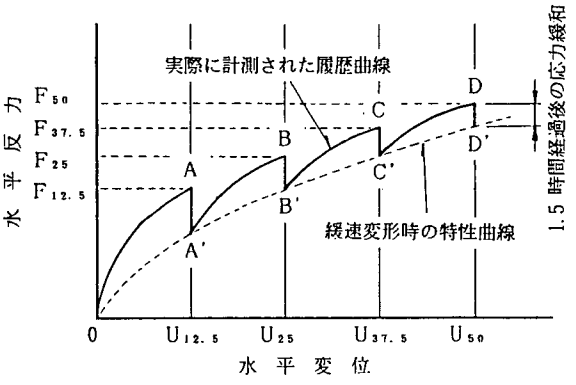
⇒50%加力⇒3時間応力緩和

ﾃｽﾄ NO3 ： 0⇒12.5%加力⇒1.5時間応力緩和

⇒25%加力⇒1.5時間応力緩和

⇒37.5%加力⇒1.5時間応力緩和

⇒50%加力⇒1.5時間応力緩和



図－1.2.1.2 応力緩和実験の概念図

c）せん断破壊実験

供試体に鉛直荷重を載荷した状態で、せん断変位を与え、破断するときのせん断ひずみを測定する。

・供試体　2/3 モデル

・試験条件　面圧　60kgf/cm²、温度　室温(20℃)

・せん断方向加力条件　静的試験（加力速度 0.1cm/sec）

d）実大特性実験

実大供試体（1/1 モデル）における基本特性を求め、スケールモデルによる実験結果（平成2年度実施）と比較し、特性の妥当性（再現性）を検討する。

・供試体　1/1 モデル　　・温度　室温(10℃～15℃)

・せん断方向加力実験　面圧 60kgf/cm²、振動数 0.1Hz、繰り返し回数　各10回

1 ｼﾘｰｽﾞ　±12.5%⇒±25%⇒±50%⇒±100%⇒±150%⇒±200%

2 ｼﾘｰｽﾞ　1 ｼﾘｰｽﾞ終了後同一条件を繰り返す。

なお、1 ｼﾘｰｽﾞの±200%のみ、試験機の能力から静的試験(0.1cm/sec) で4 回の載荷である。

・鉛直加力実験

面圧　0 ⇔ 80 kgf/cm²　3 c/s ⇒ 60±20 kgf/cm²　4 c/s

Ⅳ) 等価剛性 K_{EQ}、せん断弾性係数 G_{EQ}、等価粘性減衰定数 h_{EQ} の算定法

荷重－変位曲線(図－1.2.1.3)において荷重と変位の最大(F_{max}, U_{max})と最小(F_{min}, U_{min})を求め、次式により算定する。

$K_{EQ} = (F_{max} - F_{min}) / (U_{max} - U_{min})$

$G_{EQ} = K_{EQ} \cdot \Sigma t_e / A$

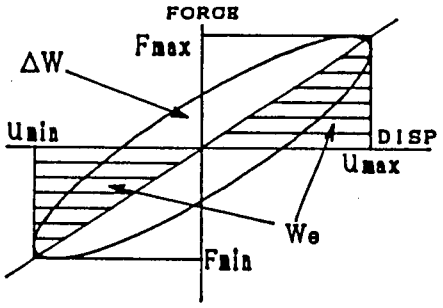
$h_{EQ} = (1/2\pi) \cdot (\Delta W / W_e)$

ここに、　Σt_e　：ゴム部総厚

A　：ゴム部断面積

ΔW　：1 ｻｲｸﾙの履歴ﾙｰﾌﾟの面積

W_e　：図－1.2.1.3 の斜線部面積



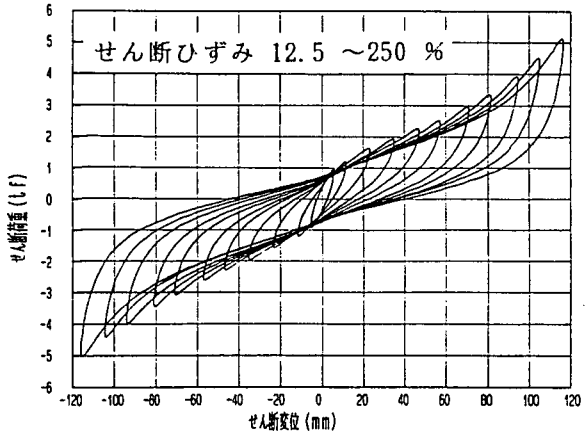
図－1.2.1.3　履歴ﾙｰﾌﾟ

(3) 実験結果

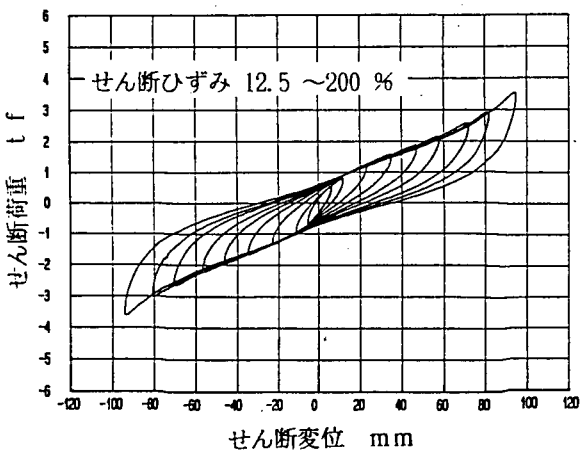
Ⅰ) 特性のモデル化実験

a) 実験結果

図－1.2.1.4 、図－1.2.1.5 に、履歴未経験、履歴経験後のそれぞれ3ｻｲｸﾙ目の履歴曲線を示した。また、せん断弾性係数、等価粘性減衰定数　の測定結果を表－1.2.1.3 に示した。



図－1.2.1.4　履歴曲線（履歴未経験）

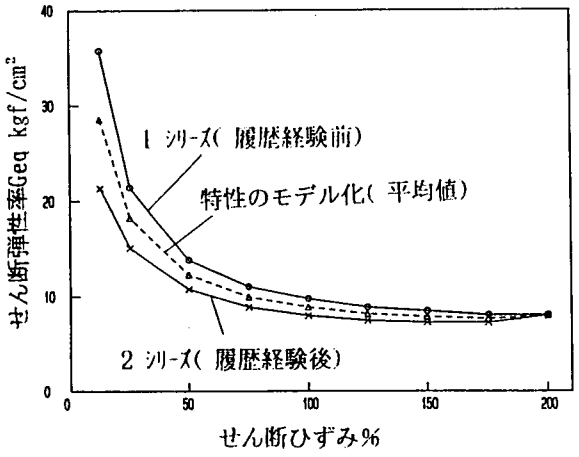


図－1.2.1.5　履歴曲線（履歴経験後）

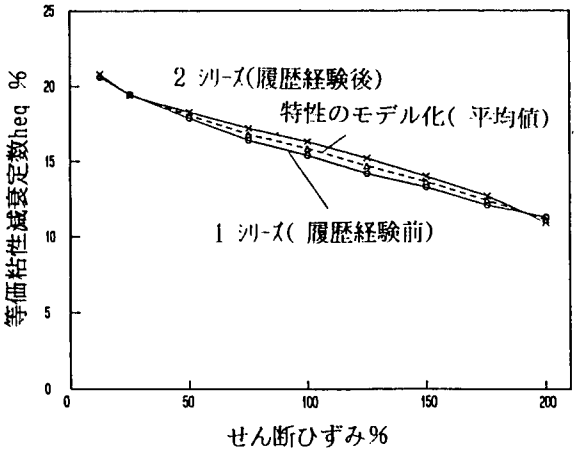
表－1.2.1.3　特性のモデル化実験結果

No	振動数 Hz	面圧 kgf/cm²	せん断ひずみ %	せん断弾性係数 kgf/cm²			等価粘性減衰定数 %		
				1ｻｲｸﾙ	2ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ	1ｻｲｸﾙ	2ｻｲｸﾙ	3ｻｲｸﾙ
1シリーズ	0.5	60	12.5	45.1	38.5	35.7	25.9	21.1	20.6
			25	25.7	22.6	21.4	21.8	19.9	19.5
			50	16.5	14.5	13.8	19.8	18.2	17.9
			75	12.9	11.5	11.0	17.2	16.5	16.4
			100	11.4	10.1	9.7	16.2	15.5	15.4
			125	10.2	9.2	8.8	14.7	14.2	14.2
			150	9.9	8.7	8.4	13.6	13.3	13.3
			175	9.3	8.3	8.1	12.5	12.1	12.1
			200	9.6	8.4	8.1	11.6	11.3	11.3
2シリーズ	0.5	60	12.5	24.0	22.6	21.3	23.3	20.5	20.8
			25	16.9	15.6	15.1	20.7	19.6	19.4
			50	12.1	11.0	10.7	19.1	18.5	18.3
			75	10.0	9.1	8.8	17.7	17.3	17.2
			100	9.0	8.2	7.9	16.7	16.4	16.3
			125	8.3	7.6	7.4	15.6	15.2	15.2
			150	8.1	7.4	7.2	14.3	14.0	14.0
			175	8.1	7.4	7.2	13.1	12.7	12.7
			200	8.9	8.1	7.8	11.3	11.0	10.9
			225	9.2	8.2	8.0	10.1	9.8	9.9
			250	9.7	8.6	8.2	9.5	9.3	9.4

また、図－1.2.1.6 、図－1.2.1.7 に、表－1.2.1.3 の結果からせん断ひずみ200%の範囲までの3サイクル目の値を、せん断弾性係数－せん断ひずみの関係、等価粘性減衰定数－せん断ひずみの関係として示す。



図－1.2.1.6 せん断弾性率－せん断ひずみの関係



図－1.2.1.7 等価粘性減衰定数－せん断ひずみの関係

b）特性のモデル化

高減衰ゴム支承のせん断特性は、せん断ひずみに対する依存性と、荷重履歴経験に対する依存性をもつ、非線形性を示す(図－1.2.1.4, 図－1.2.1.5)。荷重履歴経験に対する依存性は、過去に経験した最大ひずみの影響をうける。また、この荷重履歴経験後の特性は以後の繰り返しに対して安定

しているが、時間の経過とともに序々に回復する傾向を示している。

一般に免震装置は、地震時に主要動の繰り返しにより、最大変位を数回経験する。ここでは、特性のモデル化にあたり、高減衰ゴム支承の設計に用いるせん断特性は最大経験ひずみを200%とし、荷重履歴経験前後の値の平均値として定義した。すなわち、図－1.2.1.6,図－1.2.1.7 に示す、1ｼﾘｰｽﾞと2 ｼﾘｰｽﾞの平均値を多項式でモデル化した。以下にその結果を示す。

①等価剛性　K_B (kgf/cm)　　$K_B = A \cdot G(\gamma_s) / \Sigma t_e$ ---------- (1.2.1.1)

ここに、

$G(\gamma_s)$ ：せん断弾性係数(kgf/cm²)

$G(\gamma_s) = a_1 + a_2\gamma_s + a_3\gamma_s^2 + a_4\gamma_s^3 + a_5\gamma_s^4 + a_6\gamma_s^5$ ---------- (1.2.1.2)

a_i ：せん断弾性率のひずみ依存に関する係数（表－1.1.1.4）

γ_s ：ゴムのせん断歪み　--------　$\gamma_s = u / \Sigma t_e$

u ：設計変位(cm)、A ：積層ゴムの支圧面積(cm²) 、t_e ：一層のゴム厚

②等価粘性減衰定数　$h_B(\gamma_s) = b_1 + b_2\gamma_s + b_3\gamma_s^2 + b_4\gamma_s^3$ ---------- (1.2.1.3)

ここに、

b_i ：等価粘性減衰定数のひずみ依存に関する係数（表－1.2.1.4）

表－1.2.1.4　ひずみ依存に関する係数

せん断ひずみ領域　　$0.1 \leqq \gamma_s \leqq 2.0$					
a_1 43.58	a_2 －155.36	a_3 286.21	a_4 －257.90	a_5 110.72	a_6 － 18.07
b_1 0.2159	b_2 －0.0870	b_3 0.0397	b_4 －0.0113		

Ⅰ）長周期に対する反力特性

a）外挿による推定法

①表－1.2.1.5 に3 ｻｲｸﾙ目の測定結果を示す。

表－1.2.1.5　加振速度とせん断弾性係数の関係

速度 cm/sec 周期 sec	0.002 4000	0.01 1000	0.05 200	0.1 100	0.5 20	1.0 10	4.8 2
せん断弾性係数kgf/cm²	8.30	8.54	9.27	9.66	10.60	11.21	12.9

また、図－1.2.1.8 に履歴曲線の例を3 サイクル目で示す。

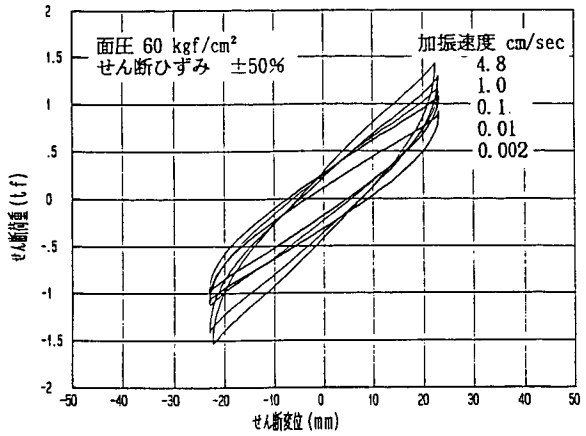
②表－1.2.1.5 から、加振速度とせん断弾性係数の関係式を求め、(1.2.1.4)式に示す。

$G_0 = 4.241 \times V^{0.2040} + 7.0$ ---------- (1.2.1.4)

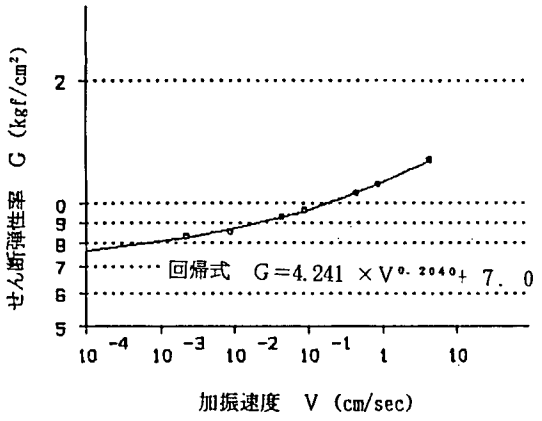
図－1.1.2.9 に、加振速度とせん断弾性係数の関係を、表－1.2.1.5の測定結果と(1.2.1.4)式を重ねて示した。(1.2.1.4)式より、常時の温度変化変形速度0.0001cm/secのせん断弾性係数G_0を求めると

$$G_0 = 4.241 \times 0.0001^{0.2040} + 7.0 = 7.6$$

となり、この値は振動数 0.5Hzのときせん断弾性係数の約60% に相当する。



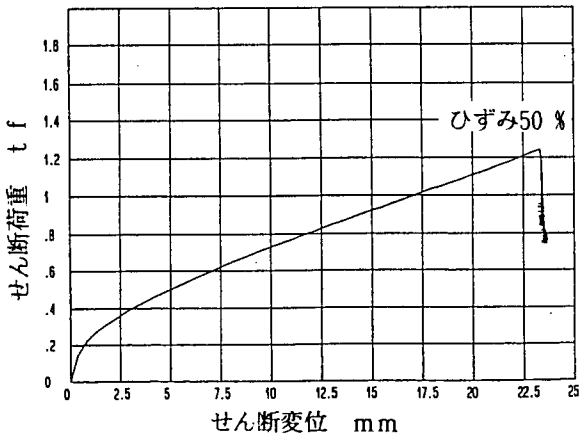
図－1.2.1.8 履歴曲線



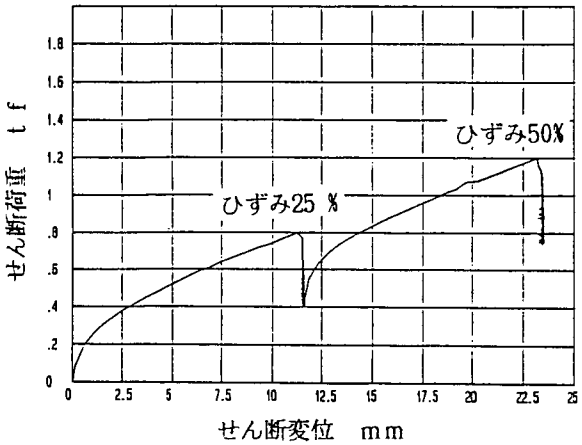
図－1.2.1.9 加振速度とせん断弾性係数の関係

b）応力緩和法

①図－1.2.1.10～図－1.2.1.12に長周期荷重と変位の関係を示す。また、図－1.2.1.13に長周期荷重と緩和時間との関係を示す。



図－1.2.1.10 長周期荷重と変位の関係(ﾃｽﾄ No1)

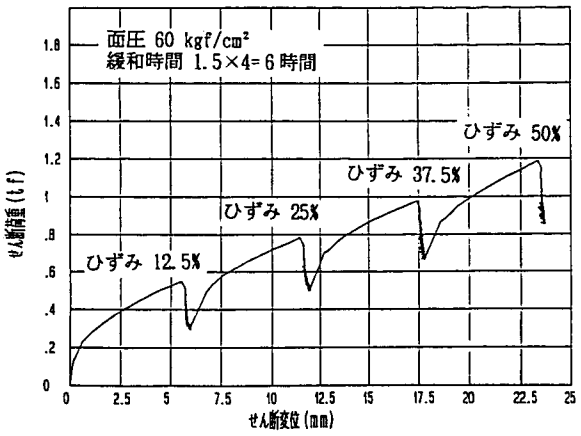


図－1.2.1.11 長周期荷重と変位の関係(ﾃｽﾄ No2)

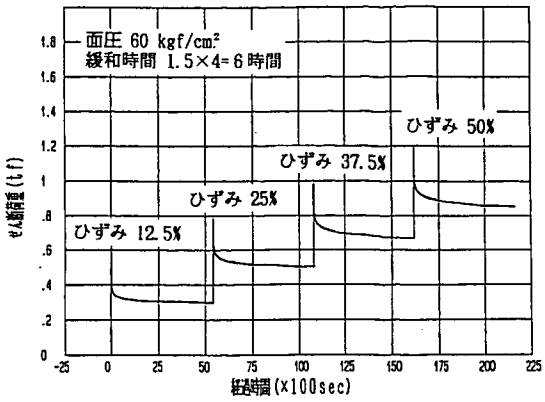
②表－1.2.1.6 、図－1.2.1.14 にせん断ひずみγと応力緩和前後のせん断弾性係数G_0の関係をまとめて示す。ここで、せん断弾性係数G_0は次式(1.2.1.5)により求めている。

$$G_0 = F / (A \times \gamma) \quad \text{----------} \quad (1.2.1.5)$$

ここに、F：せん断荷重(kgf) 、A：支圧面積(cm²) 、γ：せん断ひずみ



図－1.2.1.12　長周期荷重と変位の関係(ﾃｽﾄNo3)

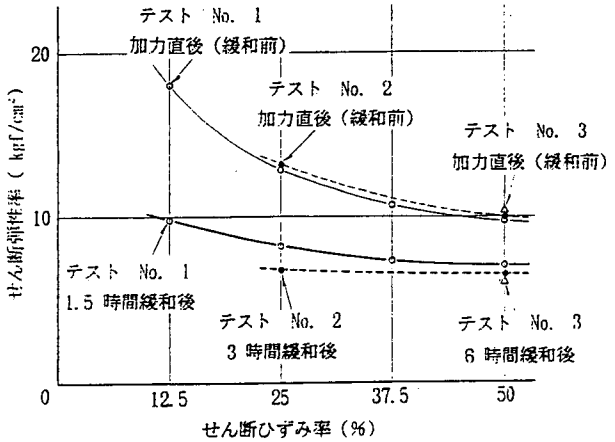


図－1.2.1.13　応力緩和曲線(ﾃｽﾄNo3)

表－1.2.1.6　せん断ひずみとせん断弾性係数の関係

せん断ひずみ%	せん断弾性係数kgf/cm²(緩和前) ﾃｽﾄ No1	ﾃｽﾄ No2	ﾃｽﾄ No3	せん断弾性係数kgf/cm²(緩和後) ﾃｽﾄ No1	ﾃｽﾄ No2	ﾃｽﾄ No3
12.5	—	—	18.0	—	—	9.8
25.0	—	13.1	12.8	—	6.8	8.2
37.5	—	—	10.7	—	—	7.3
50.0	10.2	9.9	9.7	6.1	6.5	7.0

図－1.2.1.14より、応力緩和前後のせん断弾性係数は、合計の緩和時間は一定(今回6時間) でも、個々の緩和時間により異なり、時間の短い程、応力緩和後のせん断弾性係数は大きくなることがわかる。従って、長周期荷重に対する反力特性を予測する場合、応力緩和時間を適度に設定することが必要である。また、応力緩和後の反力特性は次式(1.2.1.6) で表現出来ると仮定し、せん断ひずみ25% と50% の値を用いて、ﾃｽﾄ No2 、ﾃｽﾄ No3 を式化すると、式(1.2.1.7) 、(1.2.1.8) のようになる。



図－1.2.1.14　せん断弾性率とせん断ひずみの関係

$$F = a \cdot u^{b} \quad \text{----------} \quad (1.2.1.6)$$

$$F_2 = 352.1 \cdot u^{0.9413} \quad \text{----------} \quad (1.2.1.7)$$

$$F_3 = 440.1 \cdot u^{0.7665} \quad \text{----------} \quad (1.2.1.8)$$

ここに、F、F2、F3：応力緩和後のせん断力(kgf)であり、F2、F3はﾃｽﾄ No2 、ﾃｽﾄ No3 より求めたせん断力(kgf)である。

a、b：実験より求まる定数で次式より求める。

$$\log a = (\log F_{25} \cdot \log u_{50} - \log F_{50} \cdot \log u_{25}) / \log(u_{50}/u_{25})$$

$$b = \log(F_{50}/F_{25}) / \log(u_{50}/u_{25})$$

F_{25}、F_{50}：せん断ひずみ 25%、50%のせん断力(kgf)

u_{25}、u_{50}：せん断ひずみ 25%、50% のせん断変位(cm)

式(1.2.1.8)より求めた、せん断ひずみ12.5% 、37.5% におけるせん断力はﾃｽﾄ No3 における結果と誤差±2%の範囲であつている。また、次式(1.2.1.9)はﾃｽﾄ No3 の4 点の測定結果から回帰式を求めたもので、式(1.2.1.8)と定数は大差なく、式(1.2.1.8)で十分であることがわかる。

$$F_s = 440.7 \cdot u^{0.7498} \quad (r=0.9996) \qquad (1.2.1.9)$$

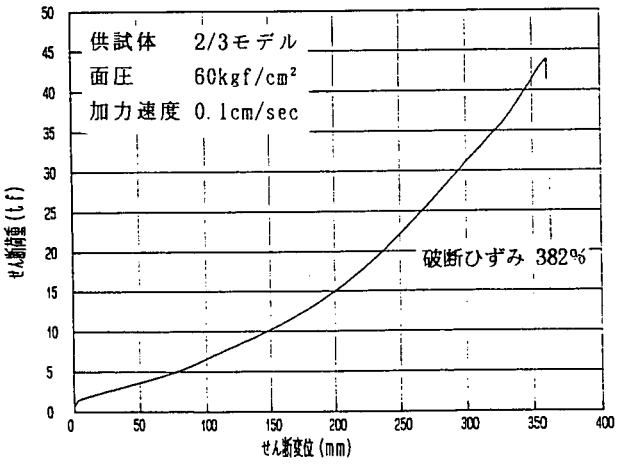
c）外挿による推定法と応力緩和法の比較

長周期荷重に対する反力特性を推定するため、外挿による推定法と応力緩和法の二つの方法で実験を行ったが、両者をひずみ50% で比較すると応力緩和法のﾃｽﾄ No3（緩和時間=1.5時間×4 回）が外挿による推定法と最も近く、この場合両者の差は8%程度とよくあっている。また、ﾃｽﾄ No1 、ﾃｽﾄ No2 の場合は両者の差がそれぞれ、20% 、14% となる。これらの結果から、応力緩和法で加振速度0.0001cm/sec程度の長周期荷重を推定する場合、ﾃｽﾄ No3 のせん断ひずみ50% を四分割し、各々、1.5 時間の応力緩和をさせながら加力して求めるのが良いと思われる。

Ⅱ）せん断破壊実験結果

①図－1.2.1.15に、破壊に至るせん断変位とせん断荷重の関係を示す。せん断ひずみ200%前後(=190mm)からハードニングの傾向を示し、ひずみ382%(=363mm) で破断した。破断応力は45 kgf/cm² であった。

②破断ひずみ382%は許容ひずみ250%の1.53倍に相当し、設計可能変位の最大値300%(=250%×1.2)の約1.3 倍と余裕のあることが確認できた。



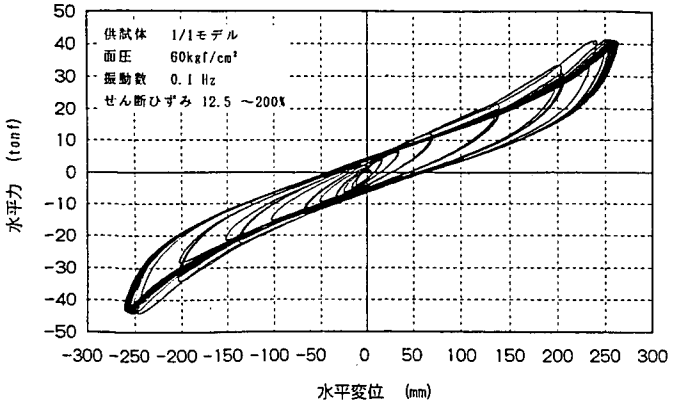
図－1.2.1.15 破断時のせん断特性

Ⅲ）実大特性試験結果

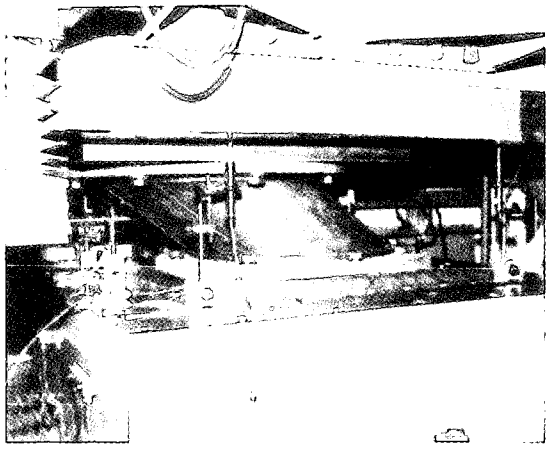
a）せん断特性

図－1.2.1.16に2 ｼﾘｰｽﾞ の履歴曲線を、また、写真－1.2.1.3 に実験状況を示す。

表－1.2.1.7 、図－1.2.1.17～18に測定結果を3 ｻｲｸﾙ目の値で示す。平成2 年度に実施した2/3 ﾓﾃﾞﾙ の一斉共通試験結果も併せて示している。これらから、実大ﾓﾃﾞﾙ の特性は2/3 ﾓﾃﾞﾙ に比較し、せん断弾性係数で大きく、等価粘性減衰定数で小さめであることが分かる。しかし、両者の差は±



図－1.2.1.16　2ｼﾘｰｽﾞの履歴曲線

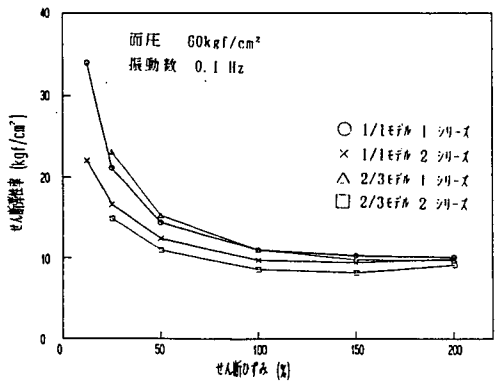


写真－1.2.1.3　せん断特性実験

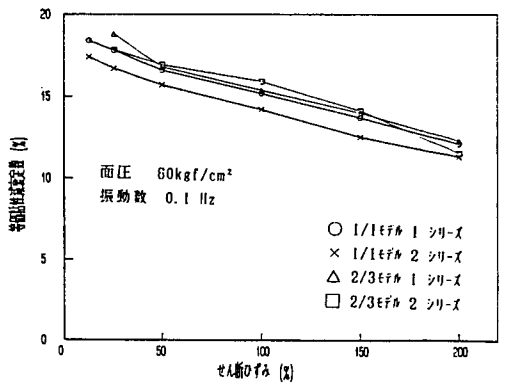
10% 以内であり、また、測定時の温度の違いを合わせ考えると、実大ﾓﾃﾞﾙ の特性は一斉共通実験の2/3 ﾓﾃﾞﾙ の特性をよく再現しているといえる。

表－1.2.1.7　せん断弾性係数等価粘性減衰定数

ひずみ %	せん断弾性係数 kgf/cm²				等価粘性減衰定数 %			
	1/1 ﾓﾃﾞﾙ		2/3 ﾓﾃﾞﾙ		1/1 ﾓﾃﾞﾙ		2/3 ﾓﾃﾞﾙ	
	1ｼﾘｰｽﾞ	2ｼﾘｰｽﾞ	1ｼﾘｰｽﾞ	2ｼﾘｰｽﾞ	1ｼﾘｰｽﾞ	2ｼﾘｰｽﾞ	1ｼﾘｰｽﾞ	2ｼﾘｰｽﾞ
12.5	34.0	22.1			18.4	17.4		
25.0	21.2	16.7	23.2	14.9	17.8	16.7	18.8	17.8
50.0	14.5	12.5	15.4	11.0	16.6	15.7	16.8	16.9
100.0	11.1	9.8	11.1	8.6	15.2	14.2	15.4	15.9
150.0	10.4	9.5	9.9	8.2	13.7	12.5	14.0	14.1
200.0	10.2	10.0	9.8	9.2	12.1	11.3	12.3	11.5



図－1.2.1.17　せん断弾性係数のひずみ依存性



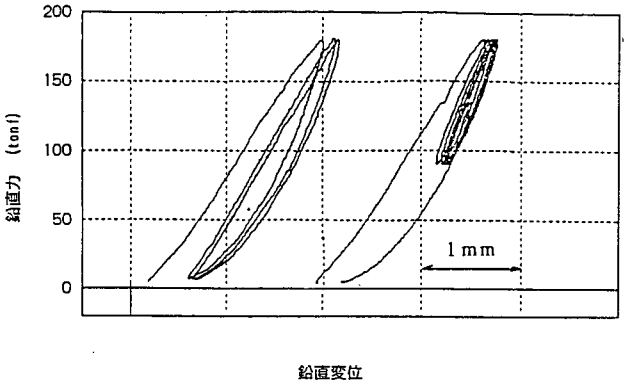
図－1.2.1.18　等価粘性減衰定数のひずみ依存性

b）鉛直特性

表－1.2.1.8 に測定結果を平均値で、2/3 ﾓﾃﾞﾙ の一斉共通試験結果と併せて示す。また、図－1.1.2.19には履歴曲線を示す。実大ﾓﾃﾞﾙ の鉛直剛性は、2/3 モデルに比較し、約2 倍である。理論上の1.5 倍に対し、やや大きめの結果であった。

表－1.2.1.8　鉛直剛性

面圧	鉛直剛性 tf/mm	
kgf/cm²	1/1 ﾓﾃﾞﾙ	2/3 ﾓﾃﾞﾙ
0 ⇔80	119	58
60 ±20	180	90



図－1.2.1.19　履歴曲線

(4) まとめ

Ⅰ）平成３年度成果

①開発した高減衰ゴム支承のせん断特性とせん断ひずみの関係をモデル化した。

②長周期荷重に対する水平反力特性を明らかにした。

③せん断破壊実験により、極限時の挙動を明らかにした。

④実大特性試験により、2/3 ﾓﾃﾞﾙ の一斉共通実験結果を再現し、実物大でも安定した特性が得られることを確認した。

Ⅱ）3年間の研究成果のまとめ

①平成初年度は高減衰ゴム支承の材料開発を行い、高減衰、および低温度依存性のなどの特徴を有するゴム材料を開発した。

②平成２年度はｽｹｰﾙﾓﾃﾞﾙ により、一斉共通実験などの基本特性実験を行い、ひずみ依存性・繰り返し依存性・荷重履歴経験依存性・振動数依存性・面圧依存性・予変位依存性・動的疲労特性・クリープ特性などの基本特性を明らかにした。

③平成３年度は基本特性のモデル化を行った。また、長周期荷重に対する水平反力特性・極限時の挙動を明らかにした。さらに、実大特性試験により、2/3 ﾓﾃﾞﾙ の一斉共通実験結果を再現し、実物大でも安定した特性が得られることを確認した。

これらの研究成果により、開発した高減衰ゴム支承の道路橋用免震支承としての適性を確認することができた。

＜民側担当会社＞　横浜ゴム株式会社

1.2.2　高減衰ゴム支承（その２）

(1) 開発の概要

平成３年度は、平成２年度の一斉共通実験の結果をふまえて、高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）については、新らしい配合（配合Ｎｏ．Ｘ－Ｉ）設計を行い、表－1.2.2.1 に示す過程による開発を行なった。また繊維補強ゴム支承（ＴＲ－ＲＢ）についての平成２年度以降の開発（高減衰ゴムでの設計式の確立）は、継続して開発を行なっていく予定である。

表－1.2.2.1　ＨＤＲ開発過程

大　分　類	順序	項　　目	内　　容
ゴム物性試験	1	ゴム素材試験	ゴム素材の基本物性の確認
	2	温度依存性試験	ゴム単体及びスケールモデルによる －１０～３０℃での特性試験
	3	クリープ試験	スケールモデルによる ６０年相当のクリープ量の算出
特性の モデル化 検討	1	スケールモデルでの基本特性試験	形状係数（S_1，S_2）を変えて 基本特性（Ｇeq，ｈeq）の測定
	2	スケールモデル結果からの ａ．ＨＤＲ設計式の算出 ｂ．ＨＤＲのモデル化	ａ．Ｇeq，ｈeqのγによる回帰式 ｂ．バイリニアモデルに近似
	3	実大モデルでの性能確認試験	スケールモデルと同一形状の 実大モデルで実施
	4	ａ．スケールモデル結果 ｂ．設計式　　の照査 ｃ．実大モデル結果	モデル化の整合性の確認
	5	ＨＤＲ試設計	宮川橋を対象とした設計

研究開発の結果、以下の事が確認された。

①形状（１次形状係数Ｓ１、２次形状係数Ｓ２）の違いによる特性の変化は認められない。

②スケールモデルと実大モデルとの間の相関性が確認された。

③実大モデルにおいても、せん断ひずみγ＝１００％で等価減衰定数ｈeq≒１５％が確保される。

(2) ゴム物性試験

平成3年度は、一斉共通実験の結果を踏え、ゴム配合の改良を行った（新配合Ｎｏ．Ｘ－Ｉ）。また、新配合のゴムに対して、（Ｉ）ゴム素材試験（ゴム単体の試験）、（Ⅱ）温度依存性試験（スケールモデルを使用）および（Ⅲ）クリープ試験（スケールモデル使用）を行なった。表－1.2.2.2にゴム素材試験の結果を示す。なお、ＨＤＲの基本特性およびモデル化の検討については、（３）項に記述する。

表－1.2.2.2　ゴム素材試験

項目		単位	規格	試験結果	試験名称及び適用規格
静的せん断弾性係数		kgf/cm²	８±１	８	低伸長応力試験 JIS K6301の13
硬さ（参考値）		―――	６５±５	６９	ｽﾌﾟﾘﾝｸﾞ式硬さ試験JISK6301の5
伸び		%	５５０以上	６２０	引張試験 JIS K6301の3
引張強さ		kgf/cm²	１５０以上	１７９	引張試験 JIS K6301の3
老化試験	25%伸長応力変化率	%	-10～100 (100℃×70h)	―――	空気遮断熱老化試験 引張試験はJIS K6301の6に準拠
	伸び変化率	%	-50以上 (100℃×70h)	－３	
圧縮永久歪率		%	35以下 (100℃×70h)	２６	圧縮永久歪試験 JIS K6301の10
100%引張応力	４０℃	比	―――	１．０	引張試験 JIS K6301の3
	－１０℃	〃	―――	１．３	
	－２０℃	〃	―――	１．４	

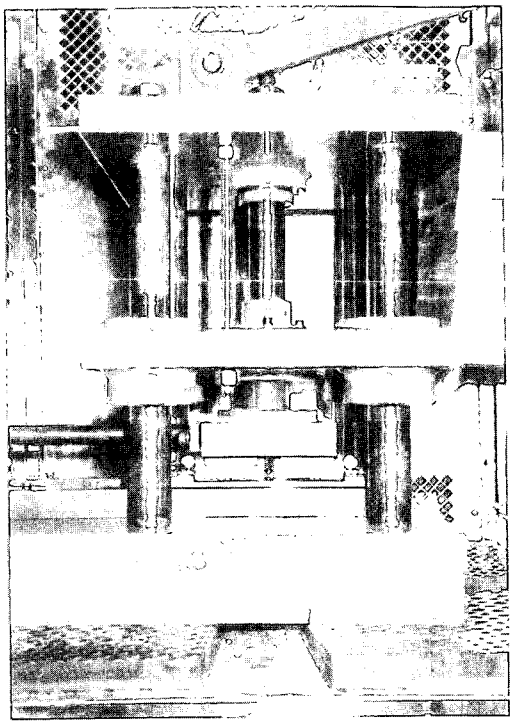
(Ⅱ)温度依存性試験

1)スケールモデル形状

表－1.2.2.3 スケールモデル形状

外径(mm)	内径(mm)	ゴム総厚(mm)
４０	１０	２０（＝２×１０層）

（S_1＝３．７５、S_2＝１．５）



写真－1.2.2.1 恒温槽内に設置された小型横剛性測定機

2)試験条件

せん断ひずみ　　γ＝±１００％（±２０mm）

面　　圧　　６０kgf/cm²

速　　度　　２．５mm/sec

温　　度　　-10, 0, 10, 20, 30（℃）

3)試験結果

表－1.2.2.4 温度依存性試験結果

（℃）	－１０	０	１０	２０	３０
Geq（kgf/cm²）	10.5	9.1	8.1	7.5	7.1
	(1.48)	(1.28)	(1.14)	(1.06)	
heq（％）	17.5	17.1	16.2	15.8	15.2
	(1.15)	(1.13)	(1.07)	(1.04)	

（　）内は、３０℃の時の物性値を１にした時の数値

(Ⅲ)クリープ試験

1)スケールモデル形状

表－1.2.2.5 スケールモデル形状

矩形形状(mm)	ゴム総厚(mm)
100×76	18.9(=2.1×9層)

（S_1＝１０．６、S_2＝３．９）

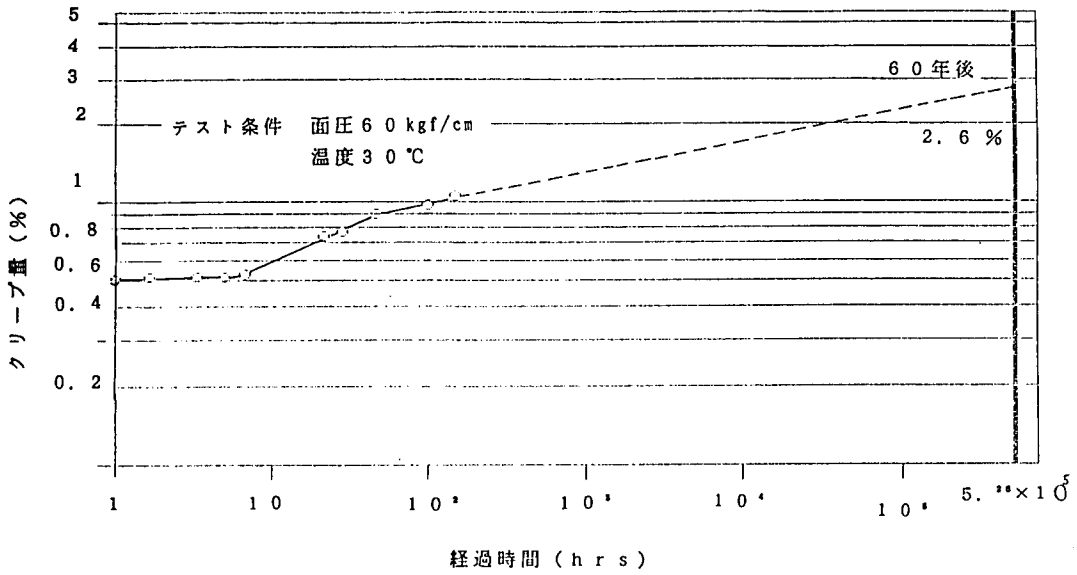
2)試験条件

せん断ひずみ　　γ＝0％

面　　圧　　60kgf/cm²

温　　度　　室　温

3)試験結果



図－1.2.2.1　クリープ試験結果

(3) 特性のモデル化の検討

特性のモデル化は、以下の順序で行った。

①　3種類の形状の異なるスケールモデルによる基本特性試験の実施

②　①の結果を用いて、特性のモデル化および計算式の検討

③　フルスケールモデルによる性能確認実験の実施

④　宮川橋を想定した試設計および試設計による①～③項の確認

供試体形状を表－1.2.2.6 に、試験装置諸元を表－1.2.2.7 に示す。

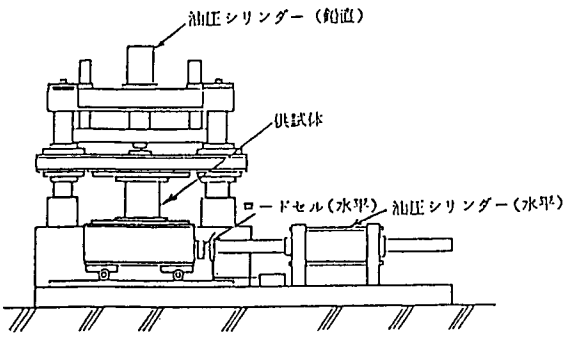
表－1.2.2.6　供試体形状

	形状	平面形状	ゴム層	S_1	S_2	備考
スケールモデル	A	100ᵂ×73.6ᴸ (4隅R15.3)	2.1mm×9層=18.9mm	10.6	3.9	1/7 ｽｹｰﾙﾓﾃﾞﾙ
	B	φ135	1.5mm×9層=13.5mm	22.5	10	1/10 ｽｹｰﾙﾓﾃﾞﾙ
	C	φ135	1.8mm×5層=9mm	18.8	15	1/11 ｽｹｰﾙﾓﾃﾞﾙ
フルスケールモデル	A	710ᴸ×520ᵂ (4隅R110、2ヶ所φ45ﾋﾟﾝ穴)	15mm×9層=135mm	10.44	3.9	
	B	φ1350 (2ヶ所φ90ﾋﾟﾝ穴)	15mm×9層=135mm	19.7	10	
	C	φ1500 (2ヶ所φ90ﾋﾟﾝ穴)	20mm×5層=100mm	16.6	15	

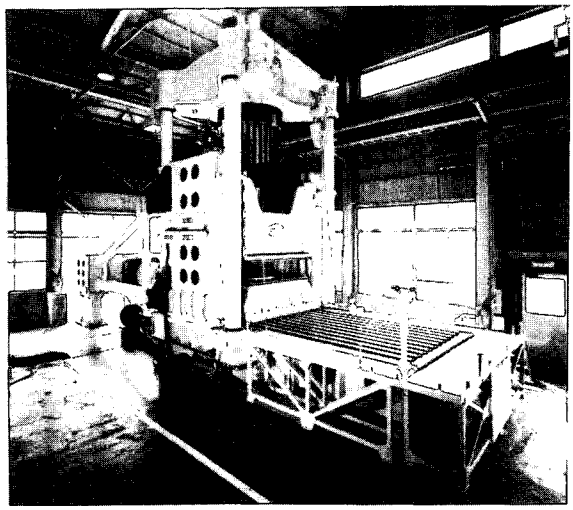
表－1.2.2.7 試験装置諸元

試験装置	加力方向	荷重容量	ストローク	供試体
20tonf 二軸試験機	鉛直	２０tonf	±２００mm	スケールモデル
	水平	±５tonf	±２００mm	
2000tonf 二軸試験機	鉛直	圧縮 2000tonf 引張 200tonf	±５００mm	実大モデル
	水平	±400tonf	±５００mm 片振 1000mm	

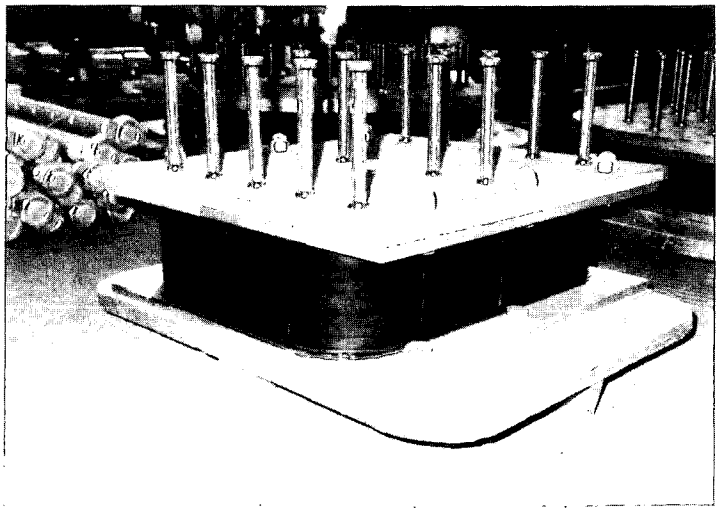
２０tonf二軸試験機を図－1.2.2.2 に、2000tonf二軸試験機を写真－1.2.2.2 に、実大ゴム支承を写真－1.2.2.3 に示す。



図－1.2.2.2 20tonf二軸試験機



写真－1.2.2.2 2000tonf二軸試験機



写真－1.2.2.3 実大ゴム支承

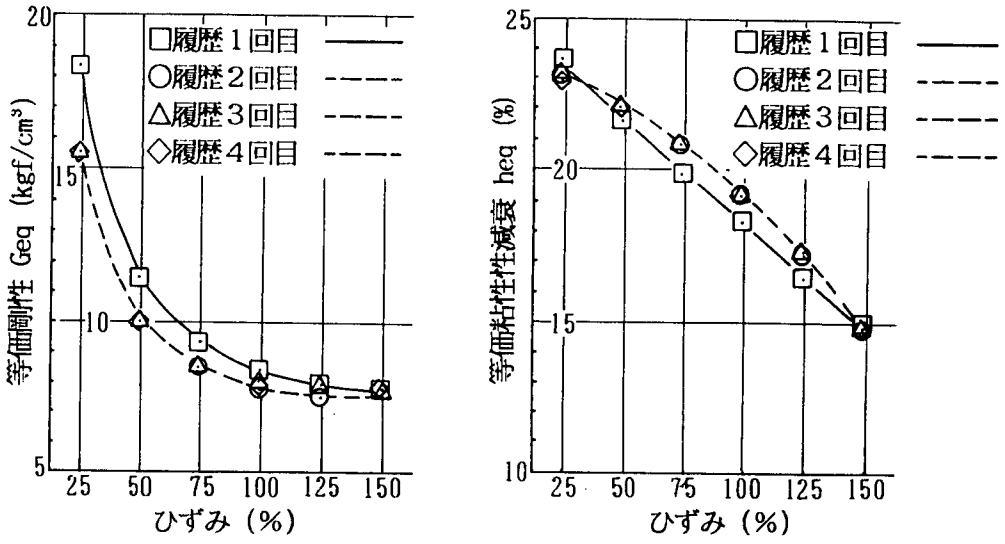
(Ⅰ)スケールモデルによる基本特性実験

４種類の形状の異なるスケールモデル（表－1.2.2.6参照）を２０tonf二軸試験機（表－1.2.2.7参照）で測定し、「形状依存性」を検討した。

面圧６０kgf/cm² 、振動数０．１Ｈｚ（正弦波）で、せん断ひずみ±２５、５０、７５、１００、１２５、１５０％の順で各１０サイクル加振し、特性の安定した４～１０サイクルの平均値を特性値として採用した。この一連の試験を２４時間おきに４回実施して「履歴依存性」も検討した。

a．履歴依存性

履歴１回目（１日目）のＧeq、ｈeqに対し、履歴２回目（２日目）以降はＧeq、ｈeqともに安定した値をとることが確認できた。図－1.2.2.3 に履歴依存性を示す。



図－1.2.2.3　履歴依存性

b．形状依存性

ａより履歴２回目以降は安定した物性になることが確認できたので、履歴２～４回目の平均値について「形状依存性」を調べ、モデル化を検討することにした。（その理由として、実橋に設置されるＨＤＲは出荷時、性能試験において履歴を経験するので安定後の特性について考えることとする。）

表－1.2.2.6,7 に各形状の履歴２～４回目の平均値のＧeq、ｈeqを示す。多少のバラツキは見られるが、ほぼ形状依存性はないものと考えられる。

表－1.2.2.8　Ｇeq（kgf/cm²）　〈履歴２～４回目の平均値〉

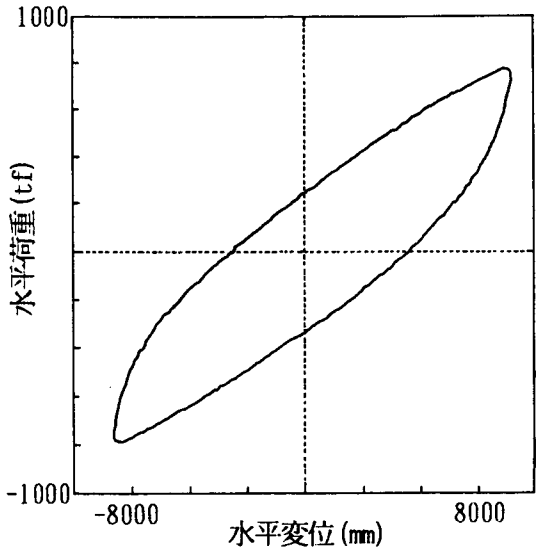
形　状	２５	５０	７５	１００	１２５	１５０	（γ（％））
A	15.76	10.53	8.61	7.79	7.68	8.18	
B	16.88	11.19	9.13	8.19	7.93	8.19	
C	15.15	10.15	8.14	7.23	6.96	7.19	
平均値	15.93	10.62	8.63	7.74	7.52	7.85	

表－1.2.2.9　heq（%）　〈履歴２～４回目の平均値〉

形　状	２５	５０	７５	１００	１２５	１５０	（γ（%））
A	23.09	22.20	20.94	19.36	17.37	14.96	
B	20.80	20.71	19.84	18.60	16.98	15.10	
C	19.96	20.57	20.14	19.07	17.53	15.51	
平均値	21.28	21.16	20.31	19.01	17.29	15.19	

(Ⅱ)スケールモデルによる試験結果に基づく特性のモデル化および計算式の検討

以上の結果よりGeq、heqともに履歴２～４回目の平均値に対し、各ひずみの形状A～Dの平均値を求めて、それに対し、せん断ひずみγの回帰式を求めた。また、HDRの復元力特性は図－1.2.2.4 に示すようにほぼバイリニアに近い形状をとるのでバイリニア型にモデル化した。



図－1.2.2.4　復元力特性（P－δ）曲線

a．等価剛性

$$K_B = \frac{A\,Geq}{\Sigma\,te}$$

ここに、K_B ：HDRの等価剛性（kgf/cm）

Geq：HDRの見かけのせん断弾性係数（kgf/cm²）

$$Geq = a_1 + a_2\gamma + a_3\gamma^2 + a_4\gamma^3 + a_5\gamma^4$$

γ　：ゴムのせん断ひずみ　$\gamma = \frac{u}{\Sigma\,te}$

u　：ゴムの設計変位（cm）

A　：HDRの支圧面積（cm²）

te　：一層のゴム厚（cm）

b．等価粘性減衰定数　h eq

$$h_{eq} = b_1 + b_2\gamma + b_3\gamma^2 + b_4\gamma^3$$

h eq：ＨＤＲの等価粘性減衰定数

C．バイリニアモデル

$K_1 = A \cdot G_1 / \Sigma te$　　K_1：一次剛性（kgf/cm）

$K_2 = A \cdot G_2 / \Sigma te$　　K_2：二次剛性（kgf/cm）

$Q_d = A \cdot \tau_u$　　Q_d：降伏荷重（kgf）

$$G_1 = \frac{C(\gamma) - \pi/2 \cdot heq + C(\gamma) \cdot \pi/2 \cdot heq}{C(\gamma) - \pi/2 \cdot heq} \cdot G(\gamma)$$

G_1：一次剛性に関するせん断弾性係数（kgf/cm²）

$G_2 = (1 - C(\gamma)) \cdot G(\gamma)$　　G_2：二次剛性に関するせん断弾性係数（kgf/cm²）

$\tau_u = \tau_0 \cdot C(\gamma)$　　τ_u：切片応力（kgf/cm²）

$\tau_0 = G(\gamma) \cdot \gamma$　　τ_0：等価せん断応力（kgf/cm2）

ここに、$C(\gamma) = C_1 + C_2\gamma + C_3\gamma^2$

回帰式の係数を表－1.2.2.10 に示す。

表－1.2.2.10　回帰式の係数

ゴム配合No.	ひずみ領域（％）	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
X－I	$10 \leqq \gamma \leqq 150$	27.1	-63.6	83.1	-50.7	11.9
X－II	$10 \leqq \gamma \leqq 100$	28.1	-69.7	98.1	-65.8	17.2
	$100 < \gamma \leqq 200$	6.62	11.2	-19.1	11.4	-2.12

ゴム配合No.	ひずみ領域（％）	b_1	b_2	b_3	b_4
X－I	$10 \leqq \gamma \leqq 150$	0.204	0.052	-0.103	0.034
X－II	$10 \leqq \gamma \leqq 100$	0.173	0.162	-0.287	0.122
	$100 < \gamma \leqq 200$	0.204	0.015	-0.067	0.018

ゴム配合No.	ひずみ領域（％）	c_1	c_2	c_3
X－I	$10 \leqq \gamma \leqq 150$	0.378	0.186	-0.338

(Ⅲ)フルスケールモデルによる性能確認試験

３種類の形状の異なるフルスケールモデルを2000tonf二軸試験機で測定した。

面圧６０kgf/cm²、振動数0.004～0.015Ｈｚ（正弦波）で、せん断ひずみ±25,50,75,100％の順で各４サイクル加振し、３サイクル目の値を特性値とした。

表－1.2.2.11 にGeqを、表－1.2.2.12 にheqを示す。

多少のバラツキはあるがほぼ形状による変化はないものと考えられる。

表−1.2.2.11 Geq (kgf/cm²)

形　状	25	50	75	100	(γ (%))
A	18.24	12.52	10.66	10.41	
B	20.42	13.46	11.28	10.49	
C	21.31	13.57	11.15	10.22	
平　均	19.99	13.18	11.03	10.37	

表−1.2.2.12 heq (%)

形　状	25	50	75	100	(γ (%))
A	21.54	19.07	16.69	14.59	
B	20.90	17.97	15.65	13.71	
C	22.40	19.52	17.07	14.97	
平　均	21.61	18.85	16.47	14.42	

(Ⅳ) スケールモデル結果、設計式結果、実大モデル結果の照査

①スケールモデル結果、②スケールモデル結果から導出した設計式結果、③実大モデル結果を表−1.2.2.11,12 に示す。

表−1.2.2.13 Geq (kgf/cm²)

項　目	γ (%)	25	50	75	100	125	150
①スケールモデル形状A～Cの平均値		15.93	10.62	8.63	7.74	7.52	7.85
②設計式から求めた値		15.65	10.48	8.51	7.77	7.40	7.66
③実大モデル形状A～Cの平均値		19.99	13.18	11.03	10.37	——	——

表−1.2.2.14 heq (%)

項　目	γ (%)	25	50	75	100	125	150
①スケールモデル形状A～Cの平均値		21.28	21.16	20.31	19.01	17.29	15.19
②設計式から求めた値		21.16	20.91	20.02	18.80	17.58	16.69
③実大モデル形状A～Cの平均値		21.61	18.85	16.47	14.42	——	——

以上の結果より、スケールモデル間の形状による依存性および実大モデル間の形状による依存性はほとんど見られないが、スケールモデルと実大モデルの様に、大きくスケールの異なるものについては「スケール効果」（「スケール依存性」）が見られた。

原因として　①測定機の違い、②加振振動数の違い、③加硫条件の違い（大きさがかなり異なるため）等が考えられる。

よって設計式導出およびモデル化はある程度実大品に近いモデルについて実施する。あるいは、スケールモデル結果に補正係数をかける等が必要である。

(V)ＨＤＲ試設計（宮川橋を対象とした設計）

表－1.2.2.15　ＨＤＲ試設計

		橋台		橋脚		備考
		Ａ１	Ａ２	Ｐ１	Ｐ２	
高減衰ゴム支承の常時荷重に対する耐荷力						
支承の水平変位	U_c(cm)	１．６０	１．６０	０．６０	０．６０	±２５℃
ゴムの有効断面積	A_{er}(cm²)	１０８５	１０８５	３３６９	３３６９	
支圧応力度の照査	σ_{max}(kgf/cm²)	５４．４	５４．４	５４．３	５４．３	＜８０
局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 T_c	０．８１２	０．８１２	０．６１５	０．６１５	
	水平変位 T_s	０．２５７	０．２５４	０．０８３	０．０７６	＜０．７
	回転角 T_R	０．６２３	０．６２３	０．８２１	０．８２１	1/150,300
	合計 T_T	１．６９２	１．６８９	１．５１９	１．５１２	2.4=6.0/2.5
高減衰ゴム支承の保有水平耐力法レベル地震時での特性値と耐荷力						
支承の設計変位	U_d(cm)	１２．９４	１２．６５	１０．５１	１０．１５	
支承設計変位実効値	U_{de}(cm)	９．０６	７．３６	７．１０	８．８５	
支承の等価剛性	K_B(tf/m)	１５５．８	１５４．４	５２５．３	５２０．８	
	5 K_B(tf/m)	７７９．０	７７２．０	２６２６．５	２６０４．０	
下部構造の剛性	K_P(tf/m)	４０５１０	１７９５０	１０３００	８６８０	
支承・下部直列剛性	K_T(tf/m)	７６４．３	７４０．２	２０９２．８	２００３．１	Σ=5600.4
支承の等価減衰定数	h_B	０．１３５	０．１３７	０．１４１	０．１４５	
慣性力の分担率	η	０．１３６	０．１３２	０．３７４	０．３５８	
橋の固有周期	T(sec)	０．８７４				
ｴﾈﾙｷﾞｰ吸収補正係数	C_E	０．８（h＝０．１２４）				
設計水平震度	k_H	０．５４				C_R=0.7
地震時水平力	F(tf)	１００．５	９７．６	２７６．５	２６４．６	計７３９．２
上部構造変位量	U_T(cm)	１３．１９				
局部せん断ひずみ照査	設計変位 T_c	０．９１０	０．８９７	０．５６７	０．５６３	
	水平変位 T_s	２．１５７	２．１０８	２．０２１	１．９５２	＜２．５
	合計 T_T	３．０６７	３．００５	２．５８８	２．５１５	5=6.0/1.2
高減衰ゴム支承の震度法レベル地震時での特性値と耐荷性						
支承の設計変位	U_d(cm)	２．１３	２．１０	１．５８	１．４５	
支承設計変位実効値	U_{de}(cm)	１．４９	１．４７	１．１０	１．０１	
支承の等価剛性	K_B(tf/m)	３０１．７	３０３．９	１１２０．４	１１６３．１	
	5 K_B(tf/m)	１５０８．５	１５１９．５	５６０２．０	５８１５．５	
下部構造の剛性	K_P(tf/m)	４０５１０	３１７５０	１４０９０	１１１８０	
支承・下部直列剛性	K_T(tf/m)	１４５４．３	１４５０．１	４００８．３	３８２５．６	Σ=10738.3
支承の等価減衰定数	h_B	０．１９７	０．１９７	０．１９６	０．１９５	
慣性力の分担率	η	０．１３５	０．１３５	０．３７３	０．３５６	
橋の固有周期	T(sec)	０．７０４				
ｴﾈﾙｷﾞｰ吸収補正係数	C_E	０．９（h＝０．１６１）				
設計水平震度	k_H	０．１８				C_T=1.25
地震時水平力	F(tf)	３２．１	３２．１	８８．６	８４．６	計２３７．６
上部構造変位量	U_T(cm)	２．２１				
局部せん断ひずみ照査	設計変位 T_c	０．５９６	０．５９６	０．４７７	０．４７６	
	水平変位 T_s	０．３５５	０．３５０	０．３０４	０．２７９	
	合計 T_T	０．９５１	０．９４６	０．７８１	０．７５５	3.3=6.0/1.8

(4) 研究開発まとめ

① 大型実大品（荷重反力 800,1000,1500tonf）を製作し、水平ひずみγ＝１００％でｈeq＞１５％を確保する事が出来た。

また、γ＝１７５％の大変形性能実験も実施し、異常のない事を確認した（ゴム物性はＥｂ＞５５０％、Ｔｂ＞１５０）。

温度による等価剛性変化率については、スケールモデルで測定し、－１０℃と＋３０℃の比率が１．５以下である事を確認した。

また、クリープ試験でもスケールモデルで測定し、６０年後相当でクリープ量２．６％で３％以内であった。

② 等価水平剛性Ｋeq、等価粘性減衰定数ｈeqについて、□１００、□２５０、□１５００供試体（S_1＝２０．８、S_2＝１０．４、面圧＝６０～６１ kgf/cm²）で各々を比較した結果±１５％の精度でスケール効果を把握する事が出来た。

③ 各種試験機（20tonf動的横剛性試験機、2000tonf静的横剛性測定機）が導入され、大規模な試験が可能になった。

＜民側担当会社＞　東洋ゴム工業株式会社

1.2.3　高減衰ゴム支承（その３）

(1) 開発の概要

道路橋の免震装置に最も適した高減衰ゴム支承として、従来の高減衰ゴムに比べて約１．５倍のせん断弾性率を持つ高剛性高減衰ゴム（ＨＨＤＲ）による免震装置が開発され、平成２年度にはゴム素材の基本特性とスケールモデルによる装置の基本特性が把握された。

今年度は把握された基本特性から、具体的に免震装置を設計するための研究を行った。また、想定した実大の橋に適用されるサイズの供試体を試作して、これによる基本特性実験を実施した。さらにスケールモデルによるせん断破壊実験により極限特性を観察した。

この結果、免震装置を設計するための特性式と、動的解析を行うためのモデル化を提案することができた。また実大規模の装置においても安定した特性を示すことが観察され、極限状態における挙動も明確になるなど、実用的な免震装置としての適性が確認された。

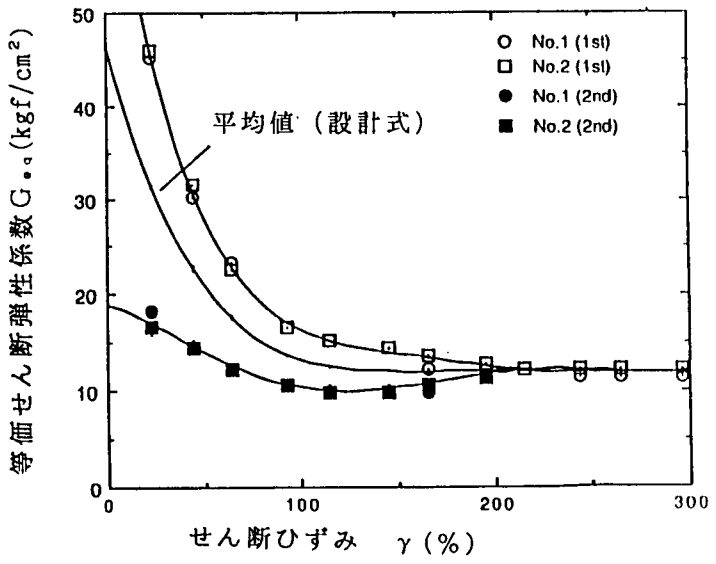
(2) 設計式の開発

高減衰ゴム支承のせん断履歴特性は、せん断ひずみに対する非線形性を有している。そのため、支承を設計する基本的特性であるせん断弾性係数（G(Kgf/cm²)）および減衰定数（h）をひずみによる関数としての設計式に整理した。せん断弾性係数および減衰定数は、実験により得られた履歴曲線の、各ひずみにおける等価剛性と等価減衰定数から求めた。

高減衰ゴムのせん断特性は、過去に経験した最大ひずみの大きさにより、同じひずみにおいても発現される値が異なる荷重履歴依存性を持っている。また、この事前に経験した最大ひずみによる影響は、最大ひずみ経験後時間の経過とともに徐々に元に復帰する傾向を持っている。一般に地震時において免震装置は、主要動の繰り返しにより最大変位を数回受けるため、せん断特性の設計値は、最大ひずみを２００％として、このひずみの経験前後の値の平均値として求めることにした。

i)等価せん断弾性係数（G_{eq}）

平成２年度の実験により得られた２供試体のせん断弾性係数より、初回のもの（G_f）および最大ひずみ経験後のもの（G_s）を図-1.2.3.1に示す。ひずみ２００＜３００％での値は一度２００％ひずみを経験後、再度小ひずみより２回目を繰り返した後得られた値である。G－γの回帰式は、滑らかな曲線が得られるように、ひずみ０≦γ≦２と２＜γ



図－1.2.3.1 等価せん断弾性係数のひずみ依存

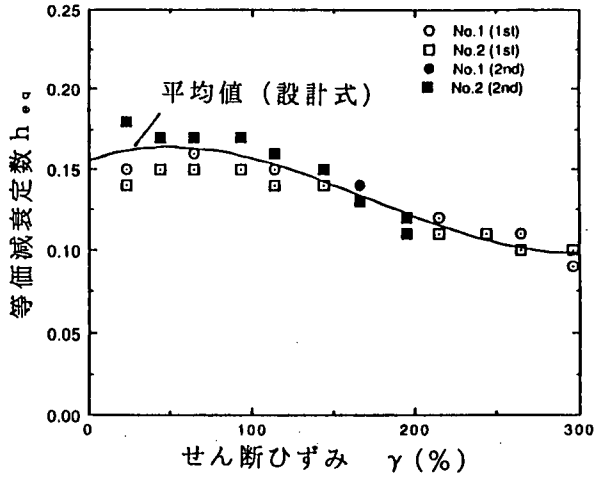
に分割して定義した。

$0 \leqq \gamma \leqq 2 \quad G_{eq} = 45.3 - 72.7\gamma + 57.33\gamma^2 - 18.99\gamma^3 + 2.18\gamma^4$ ---- (1.2.3.1)

$2 < \gamma \quad G_{eq} = 12.2$ ---------- (1.2.3.2)

ii)等価減衰定数

等価せん断弾性係数同様、最大ひずみ経験前後と、その後の３００％ひずみまでの値を図-1.2.3.2に示す。設計のための回帰式は、これらの平均値として(1.2.3.3)のように定義した。

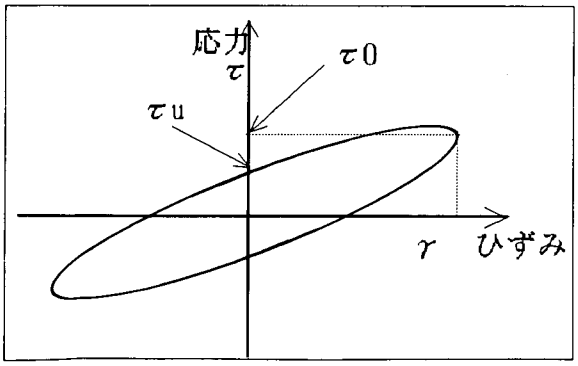


図－1.2.3.2 等価減衰定数のひずみ依存

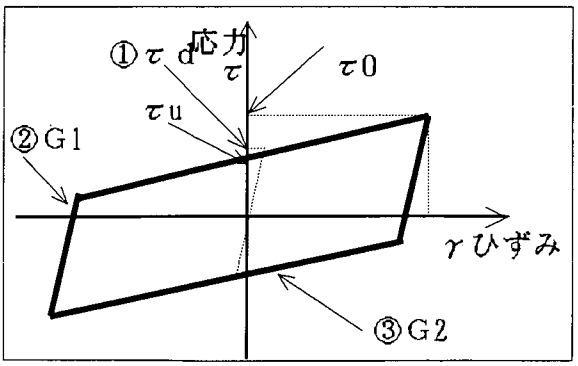
$0 \leqq \gamma \quad h_{eq} = 0.1543 + 0.03834\gamma - 0.04448\gamma^2 + 0.00858\gamma^3$ ------ (1.2.3.3)

iii)バイリニアモデル

高減衰ゴムの特性を動的解析で用いるために、履歴曲線をバイリニア型にモデル化した。特性がひずみに依存する高減衰ゴムでは、バイリニアを特定するための①降伏応力，②一次剛性，③二次剛性もひずみに依存する修正バイリニアとして定義することができる。



図－1.2.3.3 減衰ゴム支承履歴曲線



図－1.2.4.4 バイリニアへのモデル化

図-1.2.3.3において、所定のひずみγ時の応力τ0と、この時の履歴曲線のＹ切片τuとの比をＵとする。

$U = \tau u / \tau 0$

二次剛性のG_2をＹ切片（0，τu）と最大ひずみ点（γ，τ0）の勾配より定義し、減衰を示すバイリニア

で囲まれる面積を、履歴曲線の面積に等しくなるように一次剛性G_1を定義すると、次式のようになる。

$$G_1 = \frac{U - h_{eq} \cdot \pi / 2 + U \cdot h_{eq} \cdot \pi / 2}{U - h_{eq} \cdot \pi / 2} \cdot G_{eq} \quad \text{------} \quad (1.2.3.4)$$

$$G_2 = (1 - U) \cdot G_{eq} \quad \text{--------} \quad (1.2.3.5)$$

また、ひずみγ時のせん断応力は、

$$\tau_0 = G_{eq} \cdot \gamma \quad \text{--------} \quad (1.2.3.6)$$

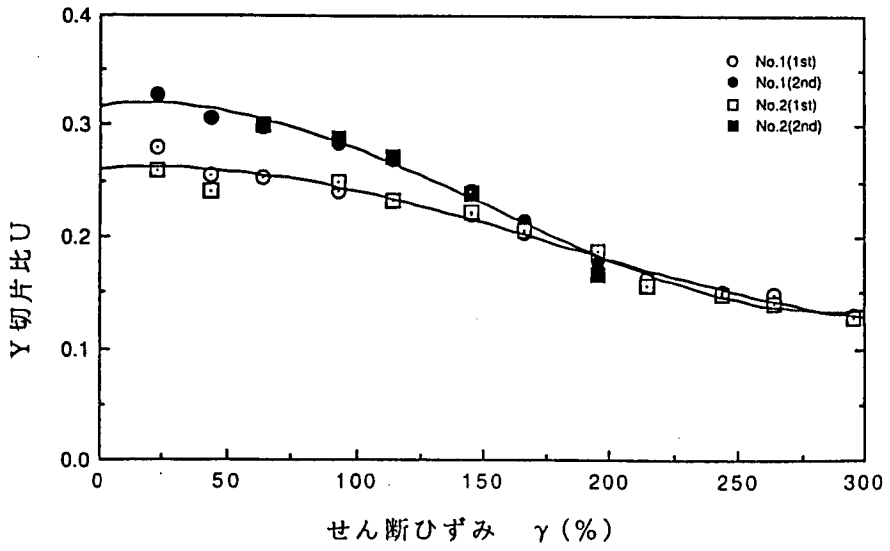
降伏応力は

$$\tau_d = \tau u \cdot G_1 / (G_1 - G_2) \quad \text{--------} \quad (1.2.3.7)$$

で表すことができる。

したがって、ひずみによって変化するＹ切片比Ｕ(γ)を求めることにより、バイリニアが定義できる。Ｙ切片Ｕ(γ)は、i),ii)同様実測された履歴曲線のＹ切片からγに対する回帰式として、(1.1.3.8)のように求めた。

$$U = 0.2879 + 2.677 \cdot 10^{-4} \cdot \gamma - 6.89 \cdot 10^{-6} \cdot \gamma^2 + 1.416 \cdot 10^{-8} \cdot \gamma^3 \quad \cdots (1.2.3.8)$$



図－1.2.4.5　Ｙ切片比Ｕ－γ

(3) 実大サイズ免震装置の特性実験

i)実験供試体

特性実験に用いた供試体は、常時設計反力４００tonf（支承応力度60kgf/cm²）、等価減衰比h_{eq}が１５%程度とした高剛性高減衰ゴム支承である。これは、下記に示した規模の免震橋を想定した免震装置である。

a)想定した道路橋の仕様

橋梁形式：６径間連続ＰＣ箱桁橋（@４５m、幅員１２m）２支承／１支点

支承使用位置：端支点

死荷重反力：３００ｔｆ／１支承

最大反力　：４００ｔｆ／１支承

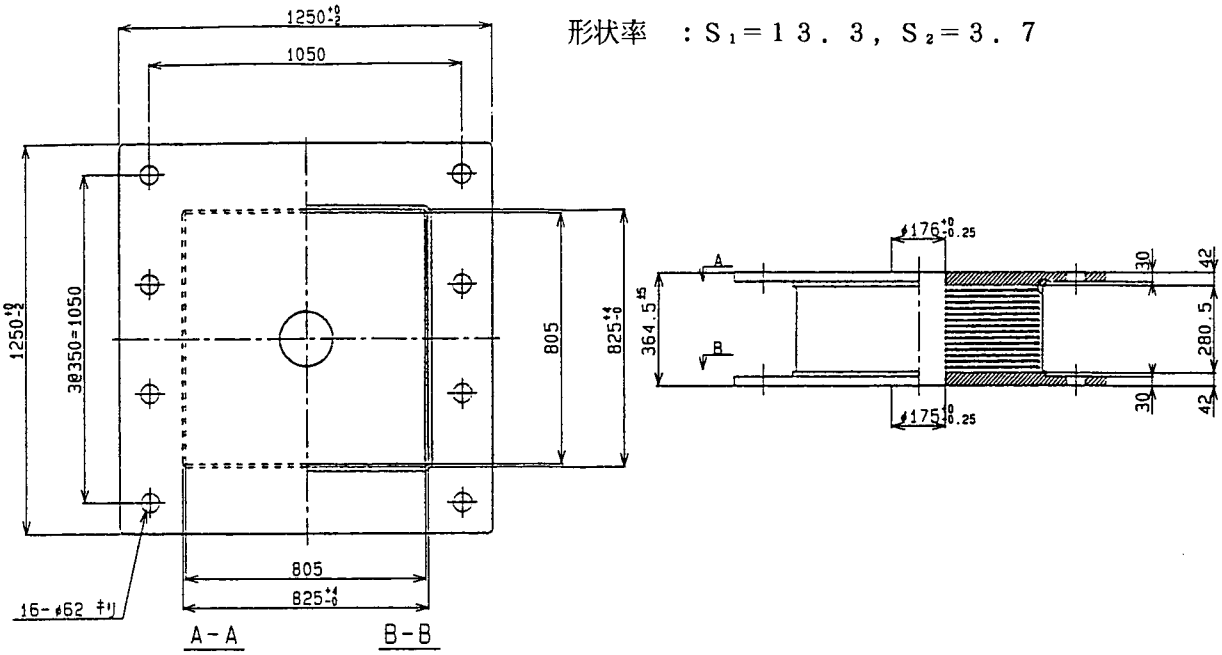
常時移動量：１１０mm

b)供試体の仕様

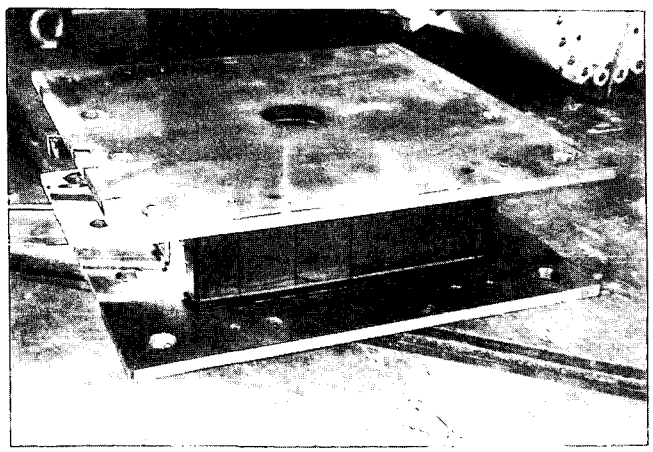
有効寸法：８０５×８０５(mm)

積層構造：１４．５mm×１５層

形状率　：S_1＝１３．３，S_2＝３．７



図－1.2.4.6　実大サイズ供試体



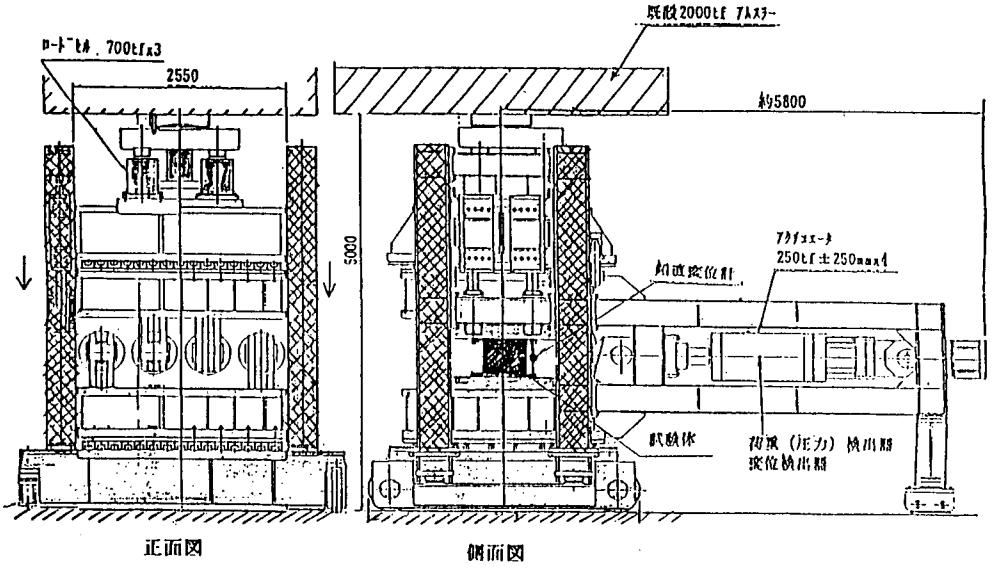
写真－1.2.3.1　実大サイズ供試体

ii)実験装置

実験装置は図-1.2.3.7に示すように、鉛直荷重を加えながら供試体の上下を押し引きして、供試体にせん断変形を加える構造となっている。実験装置の加力仕様を表-1.2.3.1に示す。

表－1.2.3.1 実験装置の加力能力

加力方向	荷重容量	ストローク
鉛直方向	２０００tf	－
水平方向	５００tf	± ５０cm



図－1.2.3.7　実大供試体実験装置

iii)実験項目と方法

a)水平復元力特性

鉛直荷重載荷状態において、供試体にせん断変位を与え「荷重-変位履歴曲線」により、等価せん断弾性係数G_{eq}、等価減衰定数h_{eq}を求める。

水平加力は設定したひずみにおいて各３サイクル行い、安定した３回目の値から特性値を算出する。また、荷重履歴の影響を考慮して、下記のように試験の順番を設定した。

表－1.2.3.2　水平復元力特性実験手順

手順		1	2	3	4	5	6	－	
1	変位　±	5.44	10.9	15.2	21.8	32.6	43.5		(cm)
回目	ひずみ±	25	50	70	100	150	200		(%)
手順		8	9	１０	１１	１２	１３	１４	
2	変位　±	5.44	10.9	15.2	21.8	32.6	43.5	50.0	(cm)
回目	ひずみ±	25	50	70	100	150	200	230	(%)

実験条件は下記のように設定する。

・支圧応力　：　４８．１(kgf/cm²)　　・水平加力速度　：　２２(cm/min)

・鉛直荷重　：　３００(tf)　　・加力波形およびサイクル：　三角波各変位±３回

(b) 鉛直特性

水平変位のない状態で供試体に鉛直荷重を加え、この時の荷重と沈み込み量を測定する。鉛直荷重は、死荷重を下限に死荷重の±２０％の振幅を下表のように載加した。荷重は各３サイクル加え、３サイクル目の値から鉛直ばね定数K_vを算出する。

表－1.2.3.3　鉛直特性実験手順

鉛直特性	荷重	３００←→４２５←→３００（tf）	3
	支圧	４８．１　６８．１　４８．１(kgf/cm²)	ｻｲｸﾙ

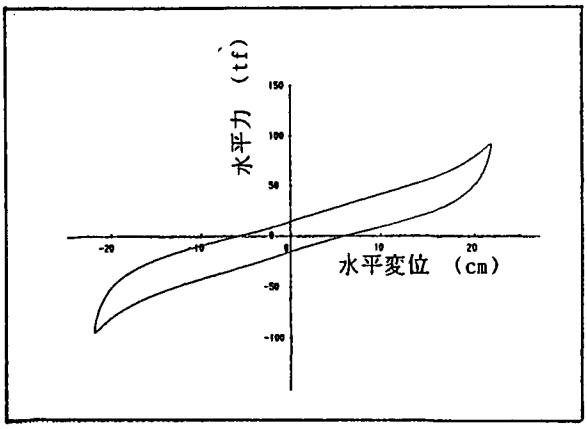
iV) 実験結果

a)水平復元力特性

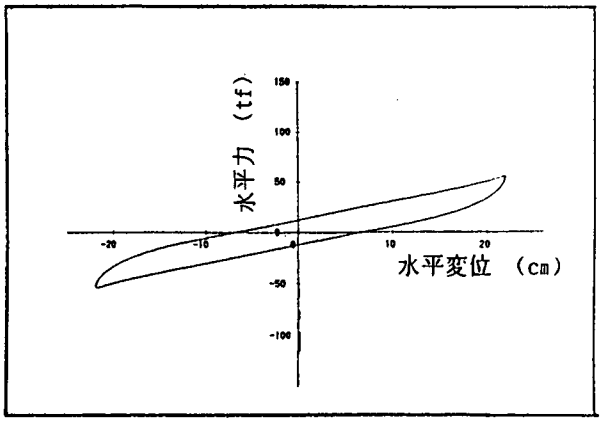
圧縮－せん断加力実験により得られた荷重－変位曲線から求めた等価弾性係数G_{eq}, 等価減衰定数h_{eq}を表-1.2.3.4 に示す。値は、３サイクル目の加力により得られたものを用い、試験機の摩擦と0.5Hz時の値に換算するための補正を行っている。履歴曲線は供試体No1のものを例として示す。図-1.2.3.8 は初回の100％ひずみのものであり、図-1.2.3.9 は200％ひずみ経験後のそれである。

表－1.2.3.4　水平復元力特性実験結果

		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
	変位　±　(cm) ひずみ±　(%)	5.59 25	11.0 50	15.4 70	21.9 100	32.7 150	43.6 200	49.1 225.6
1 回目	等価弾性係数G_{eq1}(kgf/cm²) 等価減衰定数h_{eq1}	41.9 0.158	26.2 0.157	19.6 0.156	16.2 0.140	13.3 0.155	13.0 0.119	
2 回目	等価弾性係数G_{eq2}(kgf/cm²) 等価減衰定数h_{eq2}	15.8 0.194	11.5 0.187	10.77 0.179	9.40 0.177	9.80 0.152	11.9 0.113	12.4 0.123
平均	等価弾性係数G_{eqm}(kgf/cm²) 等価減衰定数h_{eqm}	28.8 0.176	18.9 0.172	15.1 0.167	12.8 0.158	11.6 0.153	12.5 0.116	12.4 0.123



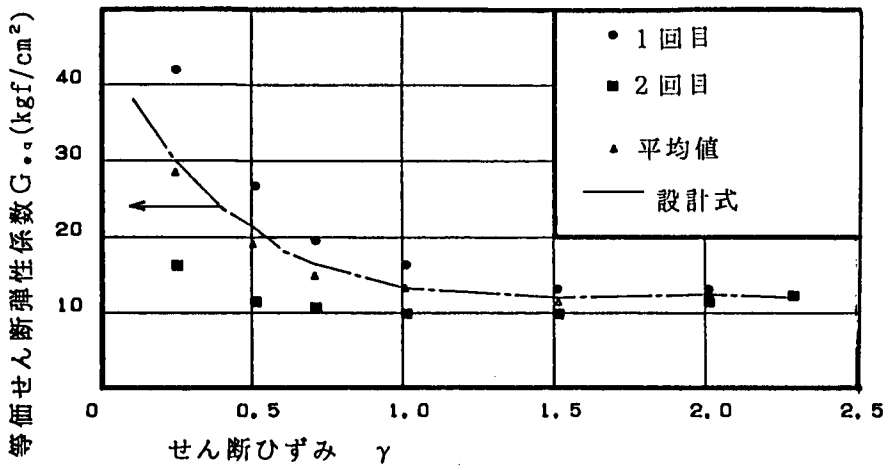
図－1.2.3.8　１００％ひずみ時履歴曲線（１回目）



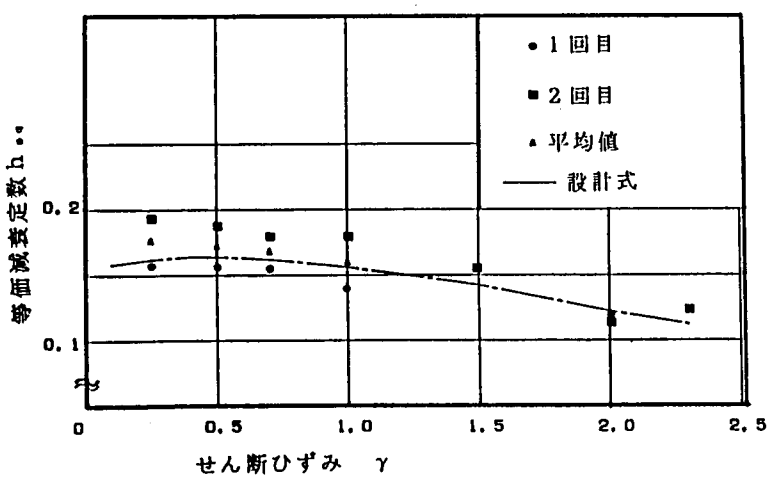
図－1.2.3.9　１００％ひずみ時履歴曲線（２回目）

等価せん断弾性係数G_{eq}とせん断ひずみγの関係を図-1.2.3.10に、等価減衰定数h_{eq}とせん断ひずみγの関係を図-1.2.3.11 に示した。

どちらも(2)で提案した設計式による値とよく一致している。



図－1.2.3.10 等価せん断弾性係数のひずみ依存－設計値との比較

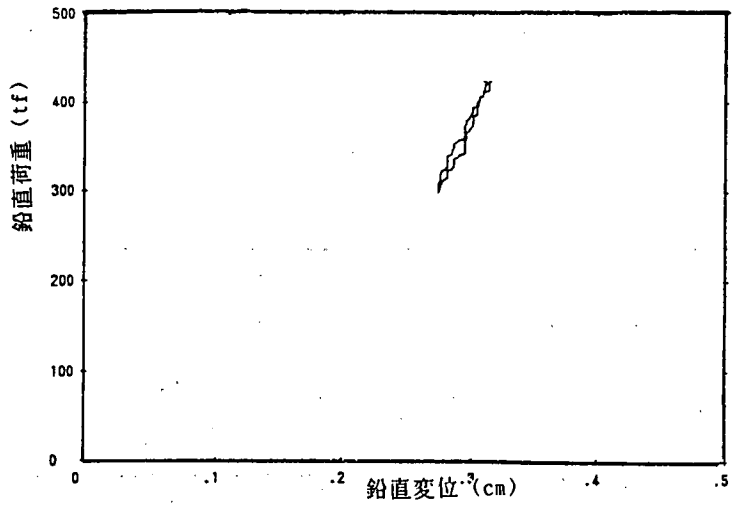


図－1.2.3.11 等価減衰定数のひずみ依存－設計値との比較

(b) 鉛直特性

図-1.2.3.12 に3サイクル目に得られた鉛直荷重と変位の関係を示す。

これより、鉛直ばね定数はK_v＝３０４２ (tf/cm)と算出された。



図－1.2.3.12　鉛直特性

(4) 免震装置縮尺モデルの破断実験

i)実験供試体

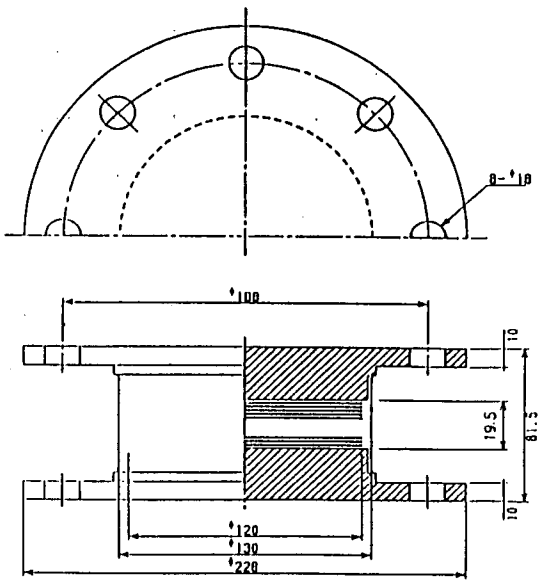
破断実験に用いた供試体は、実験装置の能力を勘案し下記縮尺モデルとした。ただし、縮尺に当たって積層ゴム層の外周面積と支圧面積の比である「形状率：S1」を免震装置として一般的なS＝１５とし、また実験時の鉛直荷重は、平成２年度の各実験と同じ支承応力度（60kgf/cm²）によるものとするなどの配慮をした。

a)供試体の仕様

表－1.2.3.5　供試体の仕様

ゴム厚 tR(mm)	層数 n	総ゴム厚 ΣtR(mm)	鋼板厚 ts(mm)	形状率 S1
2.0	8	16	0.5	15

供試体は、No1,No2の２体を用いる。



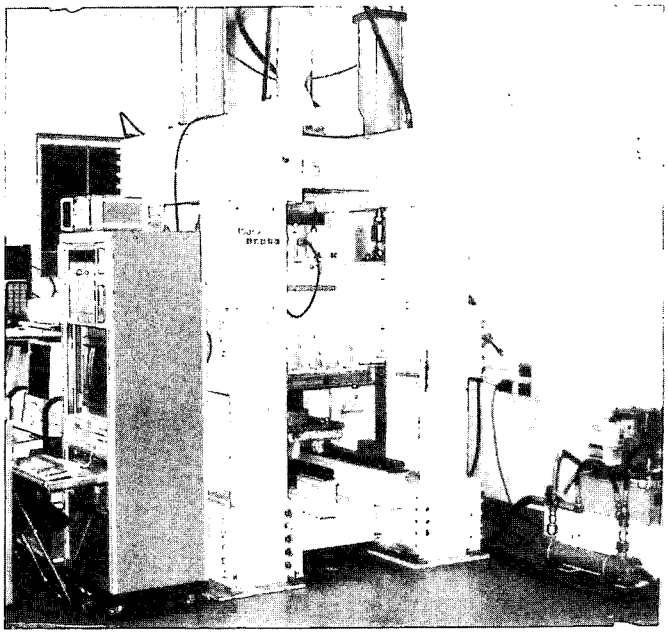
図－1.2.3.13　縮尺モデル供試体

ii)実験装置

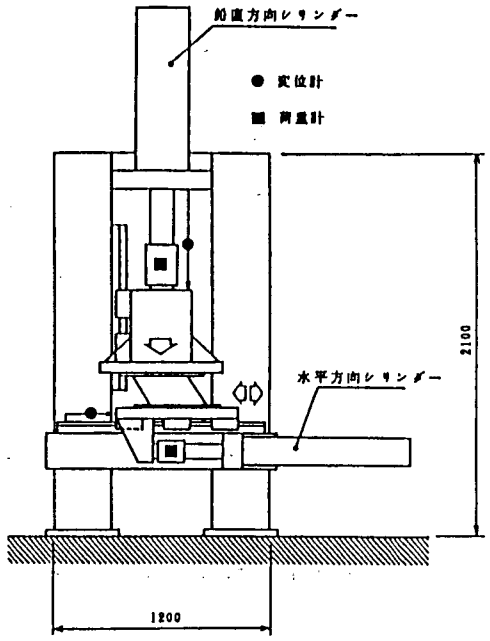
実験装置は図-1.2.3.14に示すように、鉛直荷重を加えながら供試体せん断変形を与え破断するのに十分余裕のある水平力とストロークを持つものを用いた。下記に実験装置の写真と仕様を示す。

表－1.2.3.6　実験装置の加力能力

加力方向	荷重容量	ストローク
鉛直方向	１００tf	－
水平方向	± ２０tf	± ３０cm



写真－1.2.3.2　破断実験装置



図－1.2.3.14　破断実験装置

iii)実験項目と方法

供試体に支圧応力60kgf/cm² に相当する鉛直荷重を加えた状態で、水平に破断するまで変位を与え、この時の荷重－変位の状況と破壊の様相を観測する。

①供試体１

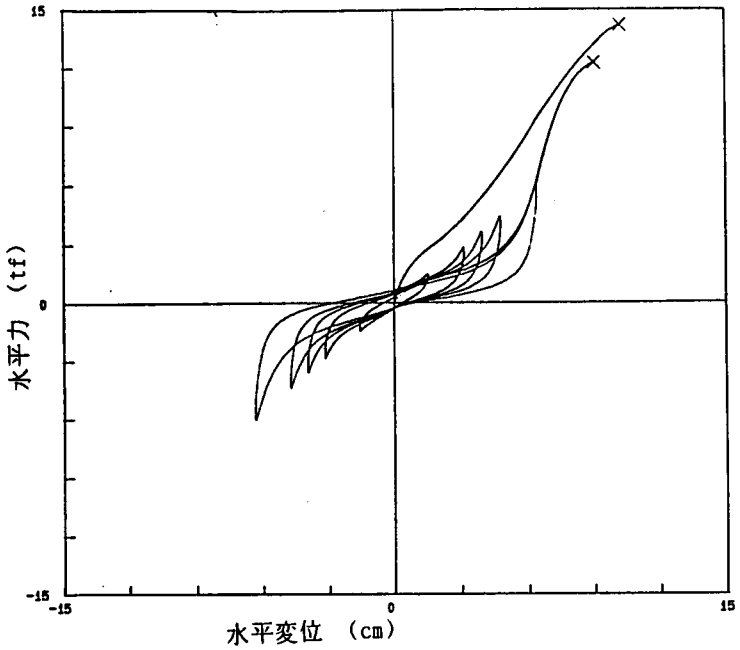
60kgf/cm²の支圧応力のもとで、せん断ひずみ100, 200, 250, 300, 400％で各３回の繰り返し加力を与え、この時の水平復元力と減衰を求める。さらに、破断に至るまでの水平変位を加え、破断時のひずみと応力を記録する。（加力速度　v＝４mm/s）

②供試体２

60kgf/cm²の支圧応力のもとで、破断に至るまでの水平変位を加え、破断時のひずみと力を記録する。加力速度を①の８倍程度とし、せん断速度の影響を観察する。（加力速度　v＝３２mm/s）

iV) 実験結果

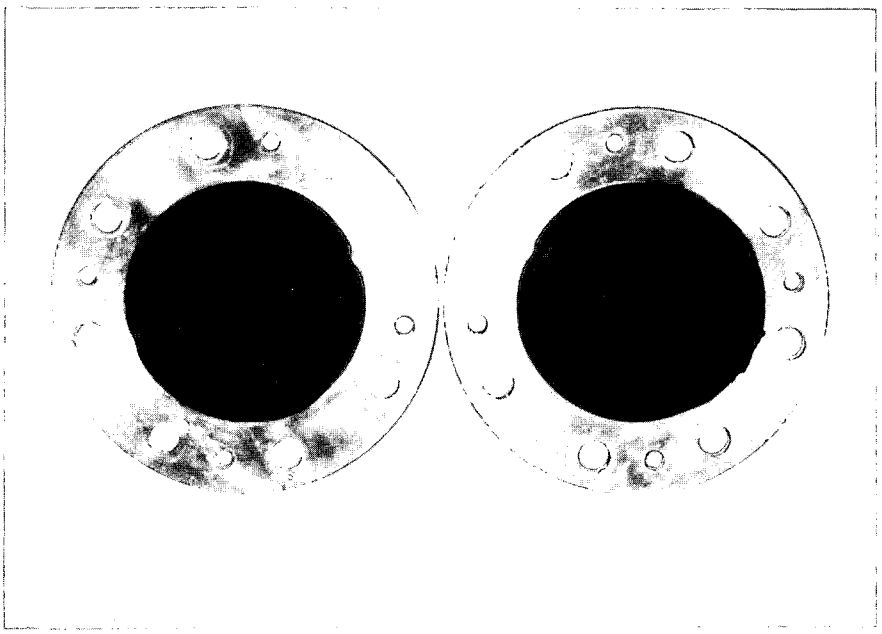
図-1.2.3.15 に供試体１の各ひずみによる履歴曲線（３回目）と、供試体１，２の破断にいたる荷重－変位曲線を示した。また表-1.2.3.7 には、これから得られた特性値を示した。履歴曲線は大ひずみではハードニングする傾向が観察されるが、４００％のひずみでも７％程度の減衰を有していることが確認された。破断ひずみは、５５０％を越える大きな値を示し、加力速度が上がるとさらに増加する（６５０％）傾向が見られた。破断後の状態を、写真-1.2.3.3 に示す。



図－1.2.3.15　大ひずみの履歴曲線とせん断破断

表－1.2.3.7　せん断破断特性

	変位 x (mm)	ひずみ γ	等価剛性 KH(T/cm)	減衰 h eq
供試体１	1.565	0.98	0.928	0.14
	3.165	1.98	0.885	0.11
	3.97	2.48	0.897	0.09
	4.77	2.98	0.912	0.08
	6.38	3.99	0.925	0.07
	破断ひずみ=5.54, 破断力=12.32tonf			
供試体２	破断ひずみ=6.53, 破断力=14.14tonf			



写真－1.2.3.3　供試体破断状態

(5) まとめ

３ヶ年の研究の結果、道路橋の免震に適した構造と特性を持つ装置として、以下のような高剛性高減衰ゴム支承を開発した。

① 従来の建築用免震装置に比べ、約１．５倍の剛性を持つ高減衰ゴム材料を開発し、これにより、せん断弾性率Ｇ＝１３(kgf/cm²)，減衰定数ｈ＝０．１５（せん断ひずみ１００％で）を持つ高減衰ゴム支承が開発された。

② 免震装置を設計するための特性式として、縮尺モデルの復元力特性から、せん断ひずみに依存する等価せん断弾性率G_{eq}，等価減衰定数h_{eq}を下式のように提案した。

$0 \leqq \gamma \leqq 2$　$G_{eq} = 45.3 - 72.7\gamma + 57.33\gamma^2 - 18.99\gamma^3 + 2.18\gamma^4$

$2 < \gamma$　$G_{eq} = 12.2$

$0 \leqq \gamma$　$h_{eq} = 0.1543 + 0.03834\gamma - 0.04448\gamma^2 + 0.00858\gamma^3$

③ 特性の振動数依存性，支圧応力度依存性，予変形の影響および繰り返し耐久性を把握した。

④ 実大サイズの高減衰ゴム支承の特性を試験し、②の設計式がよく当てはまることを確認した。

⑤ 60kgf/cm²の支圧応力下で、せん断破断ひずみは、5.5～6.5であることが観察された。

＜民側担当会社＞株式会社ブリヂストン

1.2.4　高減衰ゴム支承（その４）

（1）開発の概要

道路橋用免震装置に適した減衰性能を有する高減衰ゴム支承の開発および特性確認を、平成２年度の研究で実施した。今年度は、昨年開発したゴム材料（以下ゴム材料Ａと記す）を用いた高減衰ゴム支承の耐久性、変形能力および温度依存性の確認を行った。また、よりコンパクトな設計を可能とするために、せん断弾性率G_{eq}を向上させたゴム材料（以下ゴム材料Ｂと記す）の開発も行い、その基本特性、耐久性、変形能力、温度依存性の確認を行った。

さらに　ゴム材料Ａ、Ｂを用いた支承設計のモデル化も併せて行った。表－1.2.4.1 に試験概要一覧を示す。

表－1.2.4.1　試験概要

	項　目	内　　容	試　料
平成２年度開発材料（ゴム材料Ａ）	耐　久　性	①履歴依存性：履歴経験後の特性の経時変化確認	縮小モデル
		②加速熱老化後の特性変化	縮小モデル
		③長期クリープ性能の推定	縮小モデル
	変形能力	大変形時の状態確認	縮小モデル
	温度依存性	剛性の温度依存性確認	材　料
	モデル化	平成２年度の一斉共通実験結果より、ひずみおよび履歴依存性を考慮したせん断弾性率G_{eq}および等価減衰定数h_{eq}の算定式の作成	
せん断弾性率G_{eq}を向上させた材料（ゴム材料Ｂ）の開発および性能（基本性能、耐久性等）確認さらにその結果より特性のモデル化を行う			

（2）ゴム材料Ａの諸特性

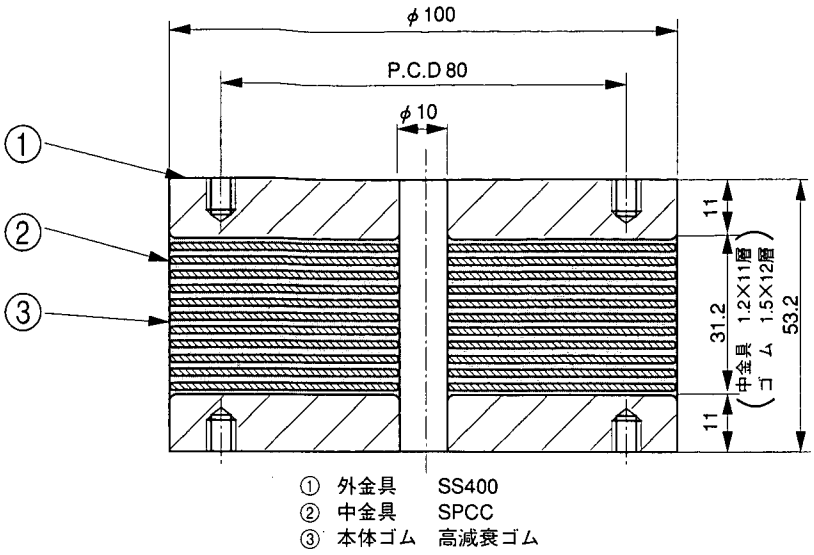
ｉ）耐久性試験

ａ．履歴依存性

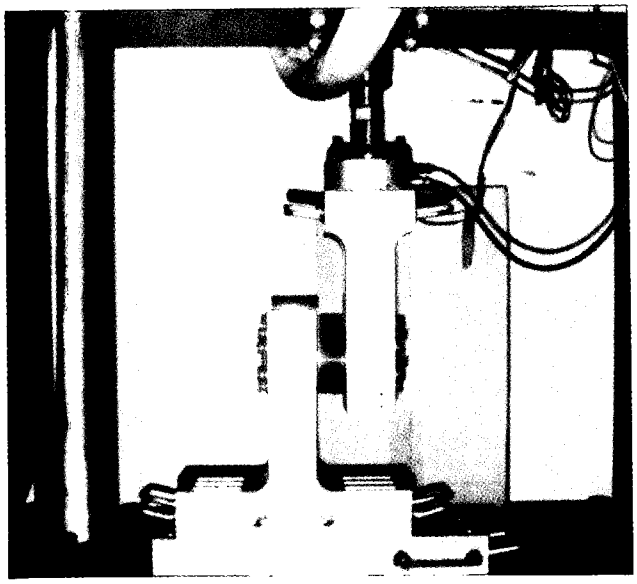
図－1.2.4.1 に示す構造の高減衰ゴム支承体縮小モデルを製作し、履歴経験後の免震装置性能の経時変化を測定した。使用した試験装置を写真－1.2.4.1 に示す。表－1.2.4.2 に示す条件で履歴を与えた後、直後、７日後、そして３０日後に同様の履歴を与え、せん断弾性率G_{eq}の変化を調べた。

測定結果を図－1.2.4.2 に示す。履歴の影響によりせん断弾性率G_{eq}は低下し、経時的に回復の傾向は見られるが３０日後でも直後の２波目の特性に近い値を示している。特に、100％以上のせん断ひずみでその傾向が大きい。

したがって、出荷検査後の支承体は相当な時間が経過しても２波目に近い状態であることが予想されるので、モデル化にあたっては２波目の特性値より求めることが望ましいと考える。



図－1.2.4.1 高減衰ゴム支承体縮小モデル（宮川橋試設計橋脚1/5縮尺相当）

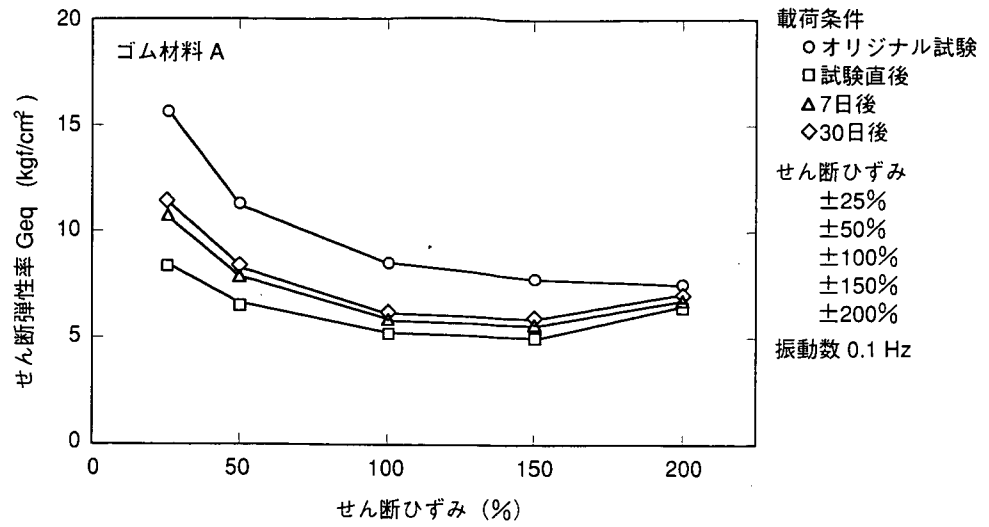


試験機 サーボパルサ ＥＨＦ－Ｕ５特形
（島津製作所）

写真－1.2.4.1 高減衰ゴム支承体縮小モデル試験装置

表－1.2.4.2 高減衰ゴム支承体縮小モデル性能試験

面　　圧	0 kgf/cm²
振　動　数	0.1 Hz
せん断ひずみ	支承体ゴム総厚に対し　± 25、50、100、150、200％　各10サイクル
試 験 概 要	支承体１体を写真－1.2.4.1 に示すように装着する。せん断方向へ所定の条件で加力し、5サイクル目におけるせん断弾性率G_{eq}および等価減衰定数h_{eq}を算出する。



図－1.2.4.2　ゴム材料A履歴依存性（5サイクル目）

b．熱老化後の性能試験結果

図－1.2.4.1 に示す構造の高減衰ゴム支承体縮小モデルを製作し、保護ゴムを装着した後にアレニウス則より求めた20℃×40年に相当する加速熱老化条件80℃×30日の熱老化試験を実施した。熱老化後の支承体について免震性能の評価を行った。なお、免震性能の評価については表－1.2.4.2 に示す条件で履歴を与えた時の± 100%せん断ひずみにおけるせん断弾性率G_{eq}および等価減衰定数h_{eq}の比較を行った。

表－1.2.4.3　高減衰ゴム支承体縮小モデル熱老化後の性能試験結果(ゴム材料A)

	せん断弾性率G_{eq}(kgf/cm²)	等価減衰定数h_{eq}(%)
初 期 値	7.8	11.2
熱老化後	8.6　(+9.8%)	10.8　(-3.4%)

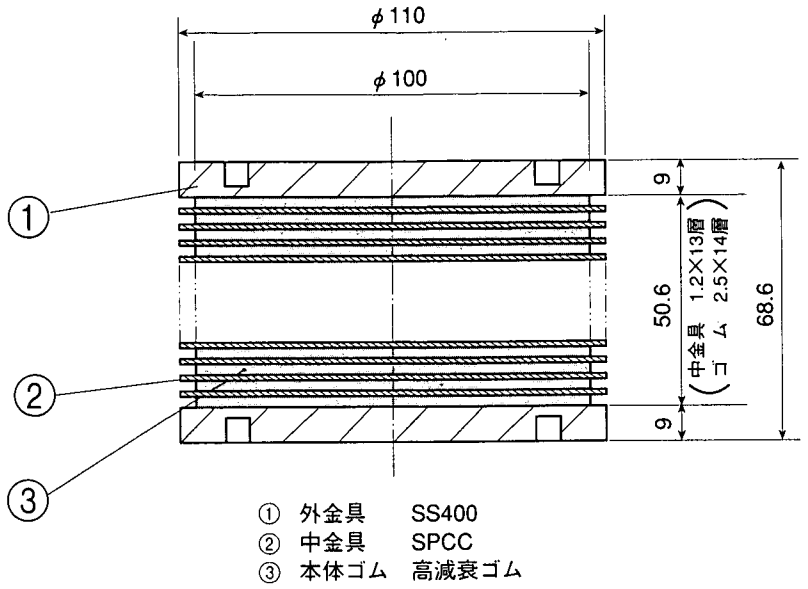
熱老化後、せん断弾性率G_{eq}の増加および等価減衰定数h_{eq}の低下が見られるがその変化は小さい。

なお、今回の供試体は実製品と比べて小さいので酸化劣化の影響を受け易く、実製品においてはその変化はさらに小さいと考えられる。

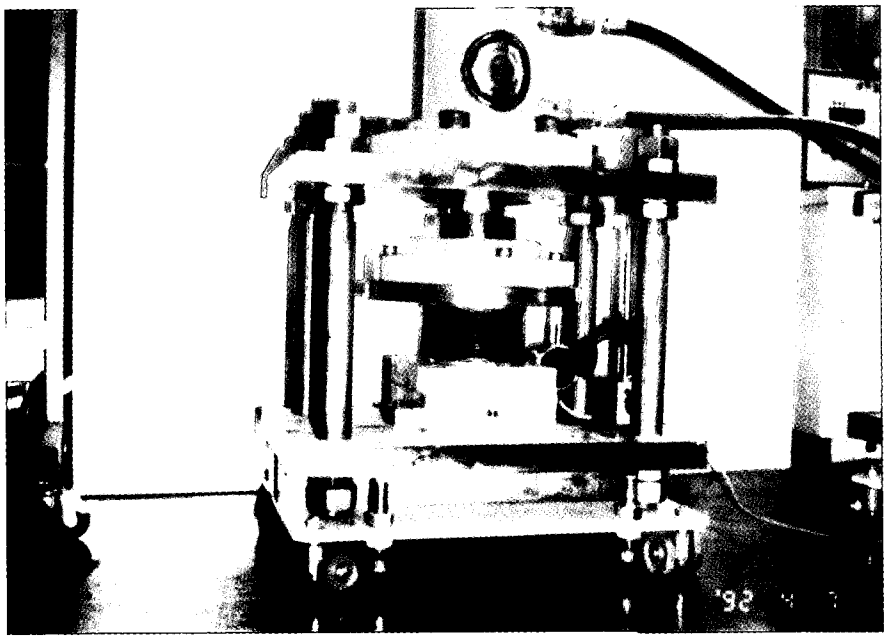
c．クリープ試験結果

図－1.2.4.3 に示す構造の高減衰ゴム支承体縮小モデルを製作し、面圧 80kgf/cm²のクリープ試験を2ヶ月にわたり実施した。試験装置を写真－1.2.4.2 に示す。なお、縮小体での評価なのでより厳しい条件での評価を目的として、試験体として形状係数$\alpha = 2.5$（$\alpha = D/\Sigma t_e$） のものを用いた。また、比較として建築用途に実績のある天然ゴムも同時に試験した。

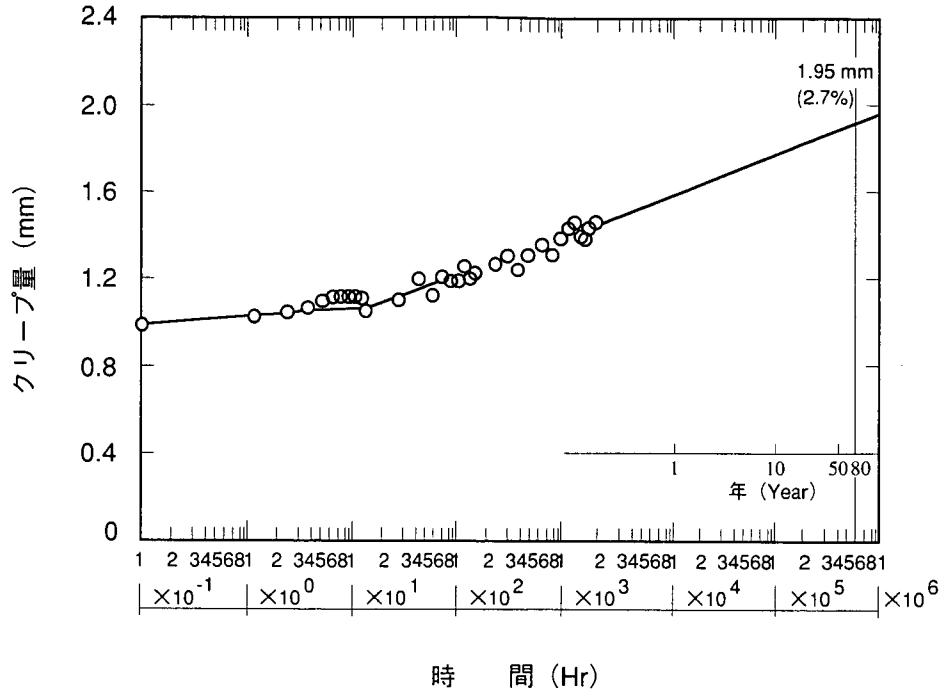
図－1.2.4.4 ～5 に天然ゴムおよびゴム材料Aのクリープ特性を示す。試験結果より80年後のクリープ量は天然ゴムでゴム総厚さの約 2.7%、高減衰ゴムでゴム総厚さの約 3.7%であることが推定される。なお、80年後のクリープ量とはトータルの沈み込み量から載荷初期の沈み込み量を差し引いた数値の支承体ゴム総厚さに対する比率を求めたものである。高減衰ゴムは天然ゴムより若干クリープは大きいが、実用上問題のないレベルであると考えられる。



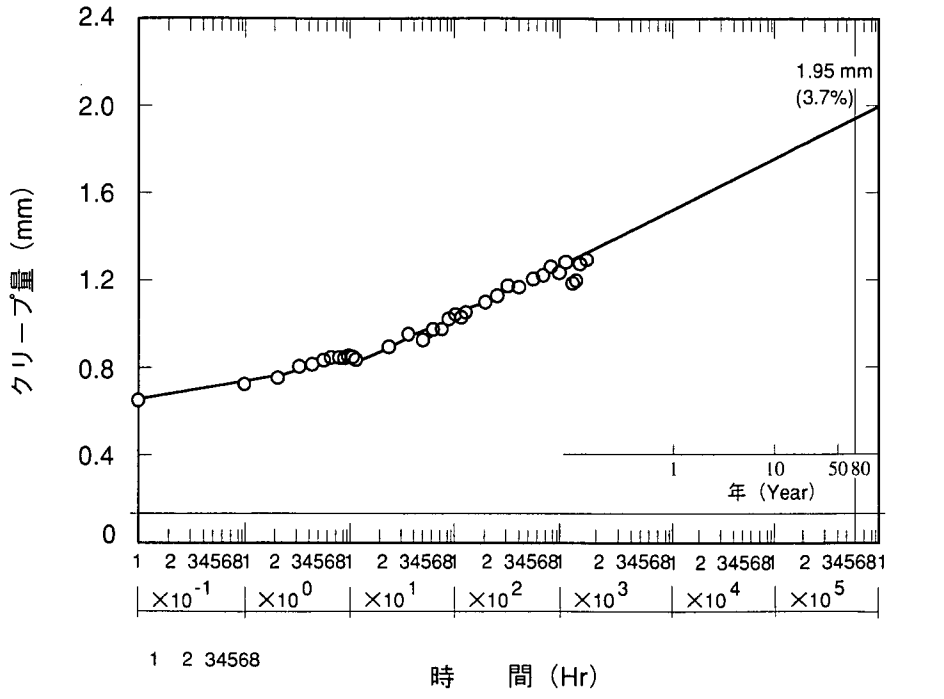
図－1.2.4.3 高減衰ゴム支承体縮小モデル



写真－1.2.4.2 高減衰ゴム支承体縮小モデルクリープ試験装置



図－1.2.4.4　天然ゴムクリープ特性



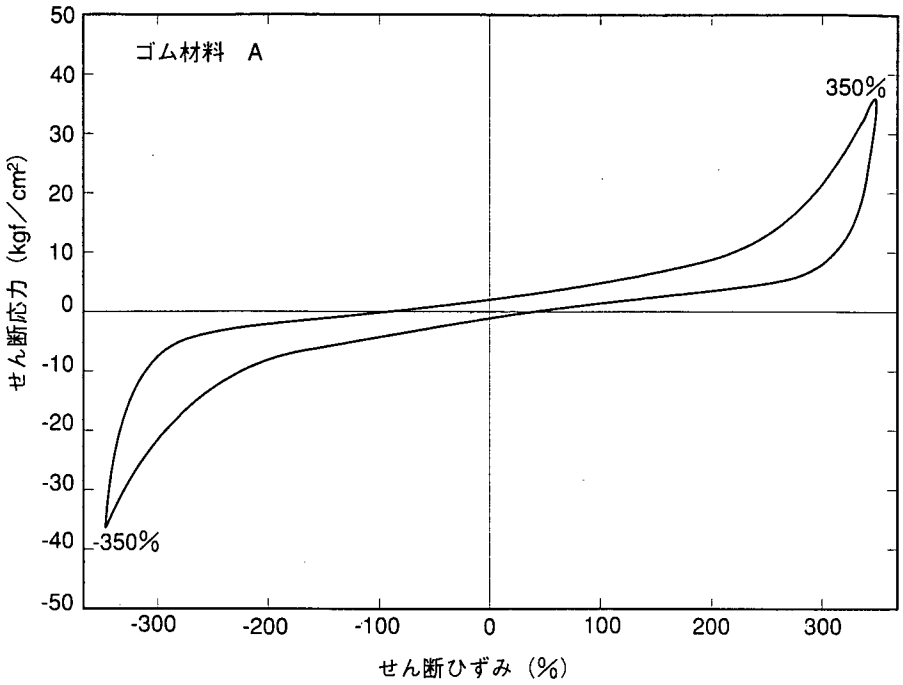
図－1.2.4.5　ゴム材料Aクリープ特性

ii）変形能力試験

図－1.2.4.1 に示す構造の高減衰ゴム支承体縮小モデルを製作し、せん断ひずみ± 350％の変形能力試

験を実施した。なお、試験機の荷重能力から破断性能は確認できなかった。使用した試験装置を写真－1.2.4.1 に示す。

大変形時の供試体に、亀裂、ゴム切れ等の異常は認められなかった。測定結果を図－1.2.4.6 に示す。積層ゴム支承の変形能力は、設計応答変位の１．５倍程度を有していることが好ましい。したがって、本高減衰ゴム支承の場合、今回の試験結果より、設計応答変位としてせん断ひずみで約 250%が可能であるといえる。



図－1.2.4.6　ゴム材料Ａ変形能力試験

iii）温度依存性試験

高減衰ゴム材料を用いたシートを製作し、雰囲気温度 -10、 0、20、40℃にてせん断弾性率G_{eq}と相関のある25%低伸長応力試験を行った。試験方法はＪＩＳ　Ｋ　6301　に規定される加硫ゴム物理試験方法に準じた。

測定結果を表－1.2.4.4 に示す。試験結果より、20℃を基準としたとき、 -10℃で 1.2倍、 0℃で 1.2倍、40℃で 0.9倍程度の温度依存性を示している。また、 -10℃／40℃の比率は1.45倍程度である。

表－1.2.4.4　温度依存性試験結果(ゴム材料Ａ)

	25%低伸長応力(kgf/cm²)	20℃を基準とした比率
-10℃	4.39	1.24
0℃	4.20	1.19
20℃	3.55	1.00
40℃	3.04	0.86

iiii）モデル化

ひずみに依存する等価剛性$K_B(\gamma_s)$と等価減衰定数$h_B(\gamma_s)$はせん断ひずみの関数として近似することによりモデル化する。

等価剛性$K_B(\gamma_s)$と等価減衰定数$h_B(\gamma_s)$は履歴依存を示すが、地震時には数度の履歴を受けること、履歴経験後の特性回復が遅いことなどを考慮して、履歴経験後（２波目）の特性で算定を行う。なお、今回のモデル化は、平成２年度一斉共通実験結果から算定する。算定結果を以下に示す。

a．等価剛性$K_B(\gamma_s)$　　$K_B(\gamma_s)=A\cdot G(\gamma_s)/\Sigma t_e$ (kgf/cm)

ここに、 $G(\gamma_s)$：せん断弾性係数(kgf/cm²)

$$G(\gamma_s)=-1.70\gamma_s^3+8.70\gamma_s^2-12.8\gamma_s+11.66$$

A ：高減衰積層ゴムの受圧面積(cm²)　　t_e：１層あたりのゴム厚(cm)

γ_s ：ゴムのせん断ひずみ $\gamma_s=u_{BE}/\Sigma t_e$　　u_{BE}：設計変位の実効値(cm)

b．等価減衰定数$h_B(\gamma_s)$　　$h_B(\gamma_s)=-3.07\gamma_s^3+6.95\gamma_s^2-6.93\gamma_s+15.44$ (%)

以上の研究により、平成２年度に開発した高減衰ゴム材料Ａについての履歴依存性、熱老化特性、クリープ特性等の各種耐久性、変形能力、温度依存性等が明らかにされ、各種環境要因に対して安定していることが確認できた。また、高減衰ゴム支承としての等価剛性、等価減衰定数のひずみ依存、履歴依存を考慮したモデル化を確立した。

(3) ゴム材料Ｂの開発およびその諸特性の確認

橋梁用高減衰ゴム支承の場合、建築用に比べ設置面積の制約が厳しいことから、よりコンパクトなサイズであることが好ましい。したがって、使用ゴム材料のせん断弾性率が大きい方がコンパクトな支承設計を行う上では有利である。そこで、減衰は維持しながらせん断弾性率を向上させた高減衰ゴム（ゴム材料Ｂ）の開発および諸特性の確認を行った。

ｉ）基本性能試験

図－1.2.4.1 に示す構造の高減衰ゴム支承体縮小モデルを製作し、免震装置としての基本性能を測定した。使用した試験装置を写真－1.2.4.1 に示す。また、測定条件を表－1.2.4.2 に示す。なお、振動数については 0.5Hzについても試験を行った。また、比較のためにゴム材料Ａでも同じ構造の支承体縮小モデルを製作し試験した。

試験結果を表－1.2.4.5 に、１波目および２波目の履歴曲線を図－1.2.4.7 ～8 に示す。

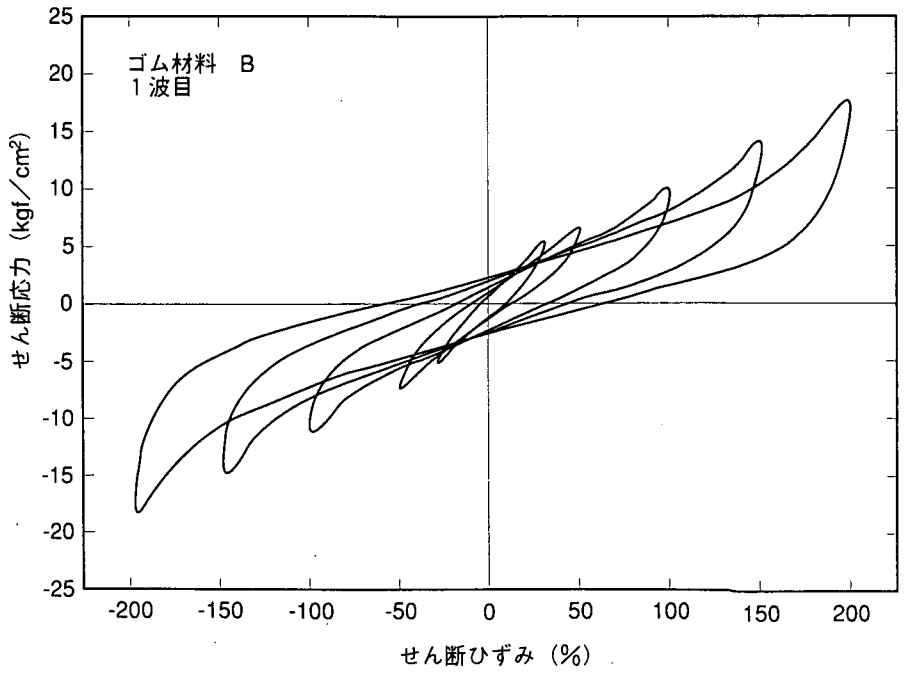
以上の結果より、ゴム材料Ｂの場合減衰性能はゴム材料Ａの特性を維持しながら、せん断弾性率は各条件でゴム材料Ａより20～30％向上していることが確認できた。したがって、同一ゴム総厚の時、約10％ほど小さな直径を持つ支承の設計が可能となる。

また、ゴム材料Ａに対するゴム材料Ｂの他の特徴としてはG_{eq}、h_{eq}共にひずみ依存性が若干小さい、高ひずみ領域における減衰定数が大きいといったことが挙げられる。

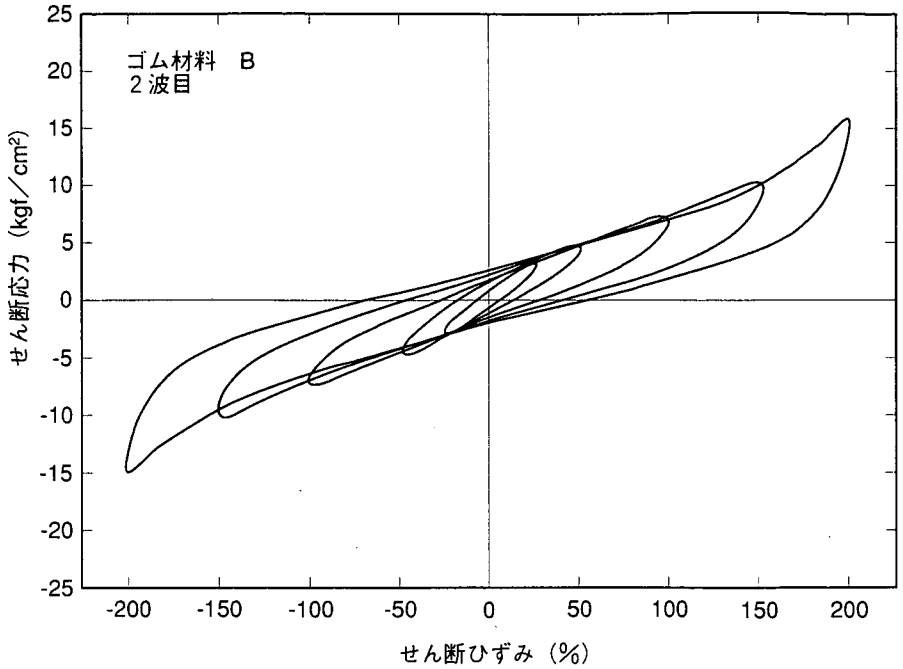
以下ゴム材料Ｂについてもゴム材料Ａと同様な耐久性試験、変形能力試験、温度依存性試験を行った。試験条件、試料形状についてはゴム材料Ａの場合と同一である。

表－1.2.4.5 高減衰ゴム支承縮小モデルによる基本性能試験

振動数 Hz		面圧 kgf/cm²	ひずみ %	ゴム材料B		ゴム材料A	
				せん断弾性率 G_{eq} kgf/cm²	等価減衰定数 h_{eq} %	せん断弾性率 G_{eq} kgf/cm²	等価減衰定数 h_{eq} %
1波目	0.1	0	± 25	17.6	8.5	15.6	11.1
			± 50	14.2	9.6	11.1	10.1
			±100	10.4	10.2	8.4	8.8
			±150	9.4	10.0	7.6	7.9
			±200	8.9	9.6	5.6	7.2
2波目	0.1	0	± 25	11.7	11.2	8.3	13.0
			± 50	9.1	12.3	6.5	11.8
			±100	7.0	12.9	5.1	10.9
			±150	6.5	12.2	5.0	9.5
			±200	7.4	10.3	6.7	7.2
0.5		0	± 25	10.7	11.6	9.3	12.0
			± 50	8.8	12.3	6.8	12.0
			±100	6.8	12.6	5.3	10.8
			±150	6.2	12.2	5.1	9.5
			±200	6.7	10.6	6.0	7.3



図－1.2.4.7 ゴム材料B履歴曲線 1波目（5サイクル目）



図－1.2.4.8　ゴム材料Ｂ履歴曲線　2波目（5サイクル目）

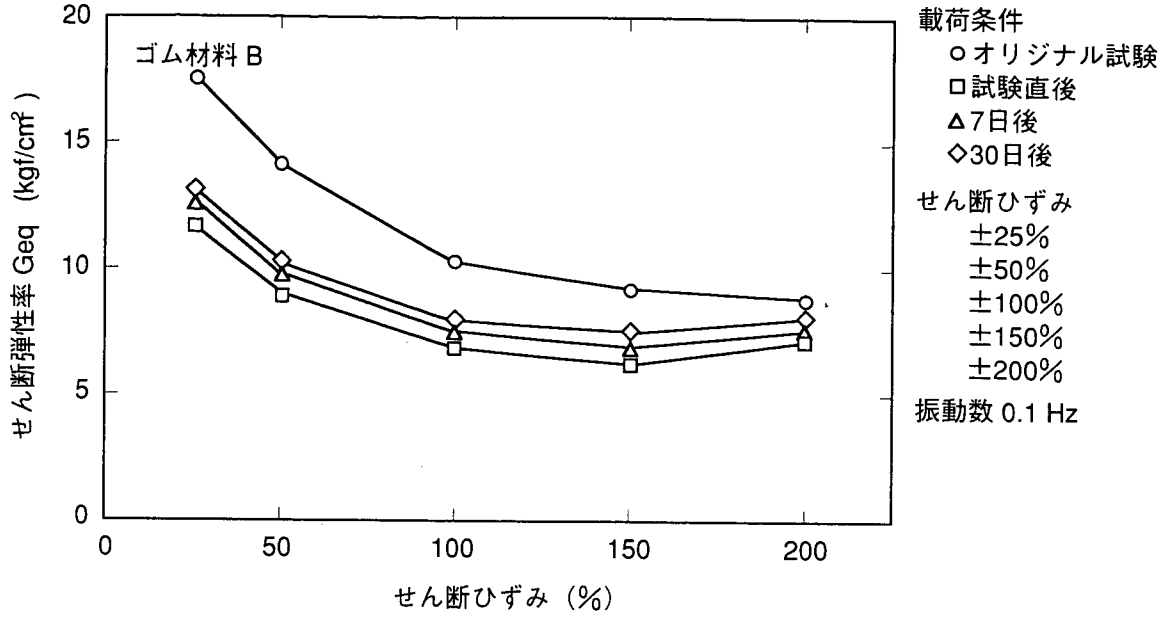
ii）ゴム材料Ｂの耐久性試験、変形能力試験、温度依存性試験結果

試験結果をまとめて表－1.2.4.6 に示す。

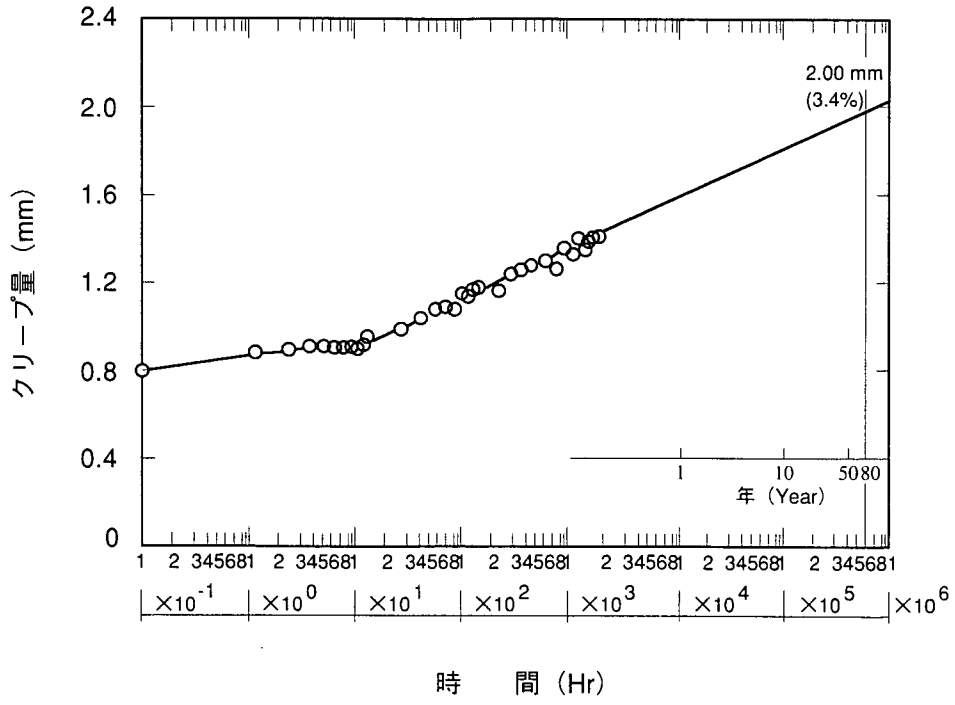
表－1.2.4.6　ゴム材料Ｂの耐久性試験、変形能力試験、温度依存性試験結果

項　目	結　　果		備　　考
耐　久　性	履歴依存性	図－1.1.4.9	ゴム材料Ａと同様の変化。
	熱老化後の特性変化	せん断弾性率の変化　+25.4% 等価減衰定数の変化　-13.6%	ゴム材料Ａより若干変化が大きい。
	長期クリープ性能	図－1.1.4.10　80年後のクリープ量はゴム総厚さの約3.4%	ゴム材料Ａとほぼ同等。
変形能力	せん断ひずみ± 300%の変形能力試験を実施した。大変形時の供試体に、亀裂、ゴム切れ等の異常は認められなかった（図－1.1.4.11）。		試験機の荷重能力上、せん断ひずみ± 300%が限界であった。
温度依存性	20℃を基準としたとき、-10℃で 1.3倍、0℃で 1.2倍 40℃で 0.9倍程度。-10℃／40℃の比率は約 1.43倍。		ゴム材料Ａとほぼ同等。

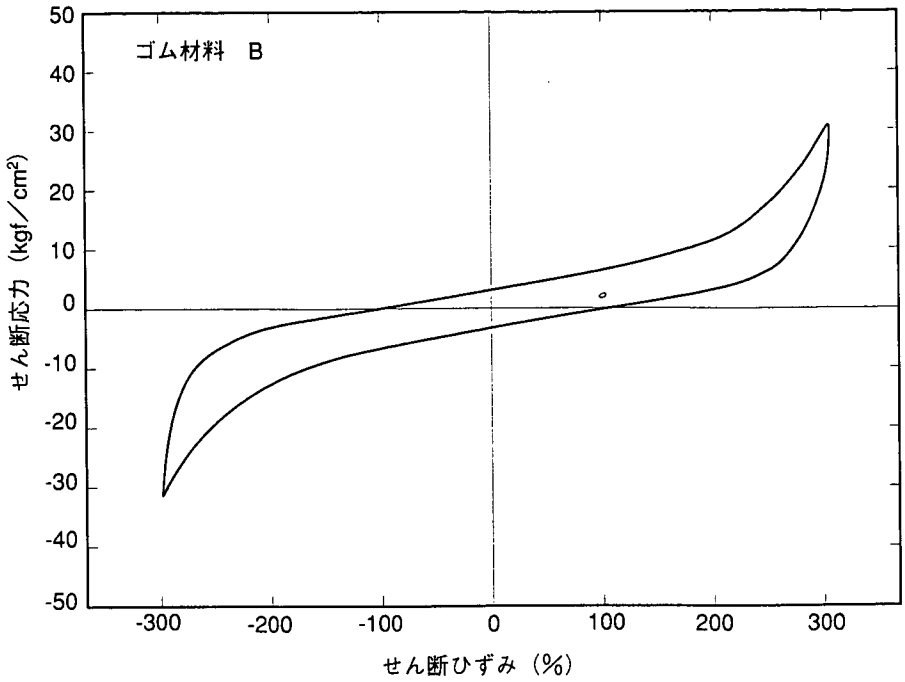
以上より、ゴム材料Ｂはゴム材料Ａに比べ熱老化後の特性変化が若干大きいが、他の特性はゴム材料Ａとほぼ同等であることが確認できた。



図－1.2.4.9　ゴム材料Ｂ履歴依存性（５サイクル目）



図－1.2.4.10　ゴム材料Ｂクリープ特性



図－1.2.4.11　ゴム材料Ｂ変形能力試験結果

iii）ゴム材料Ｂのモデル化

今年度研究結果からゴム材料Ａの時と同様な考え方に基づき算定する。

ａ．等価剛性$K_B(\gamma_s)$　　$K_B(\gamma_s)=A\cdot G(\gamma_s)/\Sigma t_e$　(kgf/cm)

ここに、　$G(\gamma_s)$：せん断弾性係数(kgf/cm²)

$$G(\gamma_s)=-1.72\gamma_s^3+9.68\gamma_s^2-16.43\gamma_s+15.07$$

Ａ　：高減衰積層ゴムの受圧面積(cm²)　　t_e：１層あたりのゴム厚(cm)

γ_s　：ゴムのせん断ひずみ　$\gamma_s=u_{BE}/\Sigma t_e$　　u_{BE}：設計変位の実効値(cm)

ｂ．等価減衰定数$h_B(\gamma_s)$　　$h_B(\gamma_s)=0.90\gamma_s^3-5.90\gamma_s^2+8.71\gamma_s+9.34$　(%)

以上の研究により、せん断弾性率を向上させた高減衰ゴム材料Ｂの基本特性、耐久性、変形能力、温度依存性等が確認でき、さらに高減衰ゴム支承としての等価剛性、等価減衰定数のひずみ依存、履歴依存を考慮したモデル化を確立した。

(4) まとめ

今回の研究で

①平成２年度研究のゴム材料の耐久性、変形能力および温度依存性が確認できた。

②平成２年度研究のゴム材料よりせん断弾性率G_{eq}が大きく、等価減衰定数h_{eq}が同等の高減衰ゴムが開発できた。さらに、同材料の耐久性、変形能力および温度依存性が確認できた。

③上記両材料を用いた高減衰ゴム支承の等価剛性$K_B(\gamma_s)$および等価減衰定数$h_B(\gamma_s)$のモデル化をひずみ依存の算定式に表すことにより行った。

(5) 研究開発のまとめ

①道路橋用免震装置に適した高減衰ゴム支承の開発を目的にゴム自体に減衰性能を有する高減衰ゴム材料の開発を行った。その結果、± 100%せん断ひずみにおける平均的なせん断弾性率G_{eq}および等価減衰定数h_{eq}が各々、G_{eq}= 6.8 kgf/cm²、h_{eq}=12.0%である高減衰ゴム材料（以下ゴム材料Aとする）およびG_{eq}= 8.7 kgf/cm²、h_{eq}=11.6%である高減衰ゴム材料（以下ゴム材料Bとする）の2種類の材料を開発した。

②開発した2種類のゴム材料を用いた高減衰ゴム支承の履歴依存性、加速熱老化後の特性変化、長期クリープ性能等の各種耐久性について支承体縮小モデルで評価しその安定性について確認した。

③支承体縮小モデルで変形能力の確認を行った。ゴム材料Aでは± 350%、ゴム材料Bでは± 300%のせん断ひずみまでの変形能力試験を実施し、大変形時の供試体に亀裂、ゴム切れ等の異常のないことを確認した。

④テストピースにて剛性の温度依存性を確認した。G_{eq}と相関のある25%低伸長応力の -10℃／40℃の比率はゴム材料Aで1.45倍程度、ゴム材料Bで1.43倍程度であった。

⑤上記両材料を用いた高減衰ゴム支承の等価剛性$K_B(\gamma_B)$および等価減衰定数$h_B(\gamma_B)$のモデル化を履歴依存を考慮したひずみ依存の算定式に表すことにより行った。

＜民側担当会社　昭和電線電纜株式会社＞

1.2.5　摩擦（すべり）型ダンパー（その１）

(1) 開発の概要

装置は下部構造と上部構造との間に設置し、地震時において滑動させることにより、地震時水平力を低減しようとする免震装置である。すなわち鉛直荷重を支持し、すべり機能を備えた弾性すべり支承と、水平変位量を制御し変位の復元機能を備えた水平ばねの２種類のパーツで構成されている。

この装置の特徴は、以下のとおりである。

① 本装置は、摩擦力以下の地震力に対しては弾性すべり支承の高減衰ゴムと水平ばねの材料固有の内部減衰によりエネルギーを吸収し、摩擦力を超える地震力に対しては弾性すべり支承がすべることによって生じる摩擦による履歴減衰によりエネルギーを吸収する。

② 摩擦力を超えるような大きな水平力が作用しても滑り面が滑動するため、積層ゴム部に過大な変位が生じない。このため、大変形時でも鉛直支持性能が低下することがない。

③ 常時の大きな変位に対しても、弾性すべり支承がすべるため積層ゴムには摩擦力による降伏変位しか生じないので、常時の変位によって支承寸法が過大になることがない。

④ 水平ばねは鉛直荷重を負担せず、上・下部構造間に生じる水平変位量を制御する。

⑤ 構造が簡単で、作動原理が明快である。

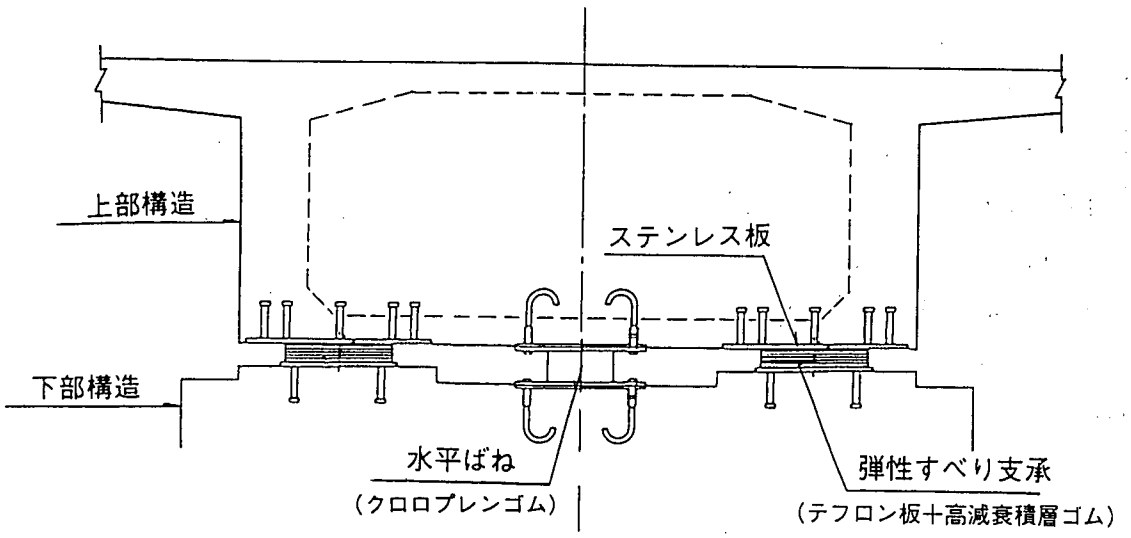
平成２年度までは、要素試験により、弾性すべり支承および水平ばねの基本的な特性をほぼ確認することができた。

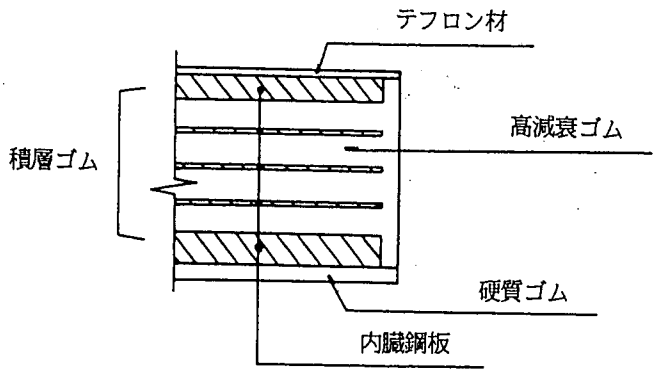
今年度は、橋梁のゴム支承として要求される耐久性について明かにするために、繰り返し疲労試験を行うとともに、桁の常時の動きを想定した低速度での摩擦係数試験を行った。また、平成２年度までの要素試験結果を基に、復元力特性のモデル化と実橋を想定した試設計を行った。

(2) 装置の構造

弾性すべり支承は、上部構造に固定される鋼板と下部構造に固定される上部構造荷重を支持する積層ゴム（高減衰ゴム）からなり、両部材の接合面が摺動する構造である。摺動部は、鋼板下面のステンレス板と積層ゴム上面のテフロン板からなる（図－1.2.5.1 参照）。本装置は摩擦力によりエネルギー吸収を期待するものであり、この摩擦力から算定される摩擦係数を以後、動摩擦係数と呼ぶ。

また、水平ばねは上・下フランジプレートの間に合成ゴムが一体成型されており、合成ゴムの厚さと直径を適切に設定することにより、水平剛性を自由に設計することができる（図－1.2.5.1 参照）。





弾性すべり支承断面図

図－1.2.5.1　摩擦ダンパー概要図

(3) 耐久性試験

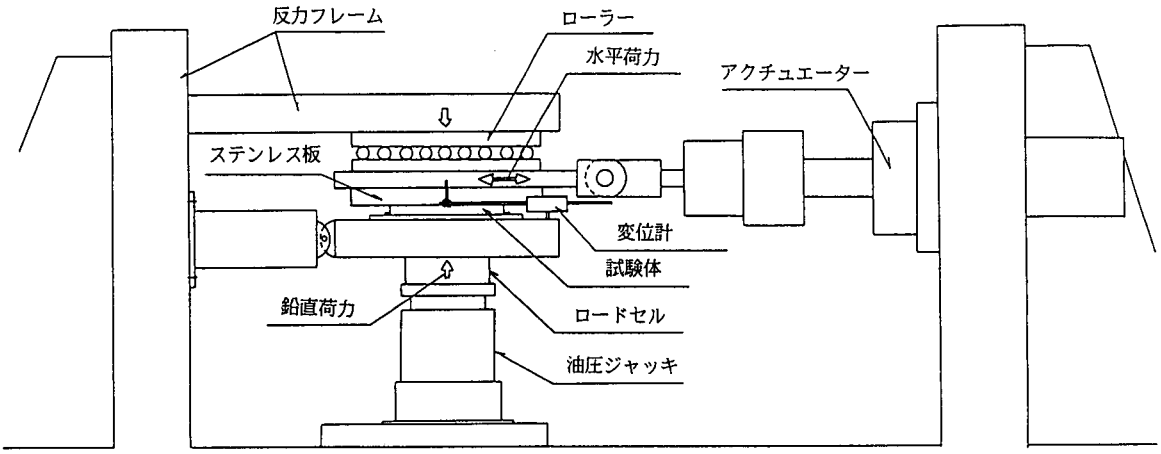
積層ゴム支承の繰り返し疲労試験による耐久性の試験を行った。つまり、温度変化よる常時の桁の動きを想定して、ゴム支承に一定荷重下での水平せん断加力を繰り返しかけて、ゴム材の繰り返し疲労による特性の変化や外観の状態を測定した。

i)試験方法

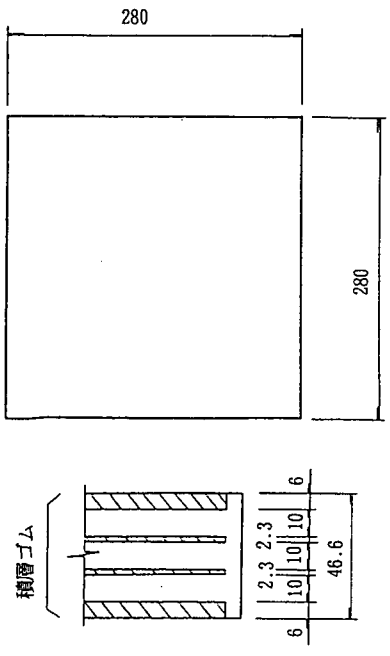
小型試験体による一定圧縮荷重下での２万回繰り返しせん断加力試験により、積層ゴムのせん断特性の変化を測定した。試験装置は、図－1.2.5.2 に示すように鉛直加力には油圧ジャッキを使用し、水平加力には 100tfのアクチュエーターを使用した。試験体の形状寸法を図－1.2.5.3 に、試験条件を表－1.2.5.1 に、試験状況の写真を写真－1.2.5.1 に示す。

表－1.2.5.1　繰り返しせん断加力試験条件

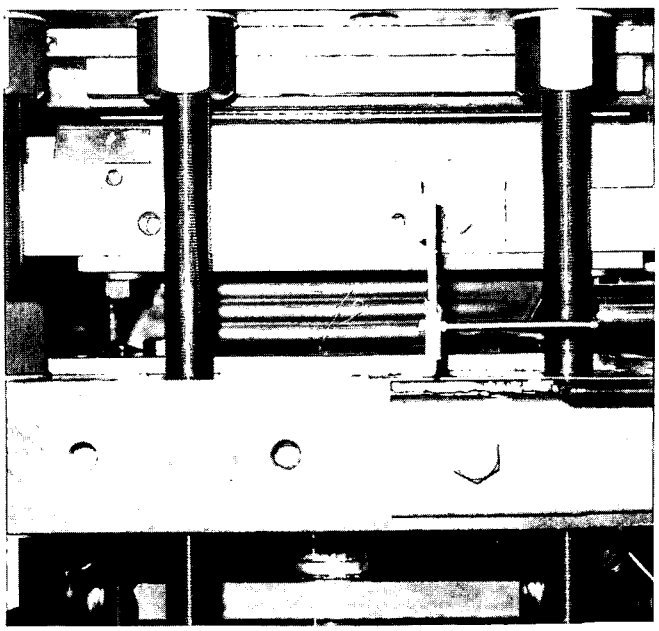
試　験　体	加力波形	面　　圧	振動数	繰り返し数	測定項目
積層ゴム支承 280×280×46.6 Σte=10mm×3層 =30mm	正弦波 変位 ±21mm (±70%)	σ=60 kgf/cm²	0.15 Hz	2×10⁴ 回	等価せん断剛性・ 等価粘性減衰定数 の繰り返しによる 変化



図－1.2.5.2　せん断加力試験装置



図－1.2.5.3　弾性すべり支承試験体

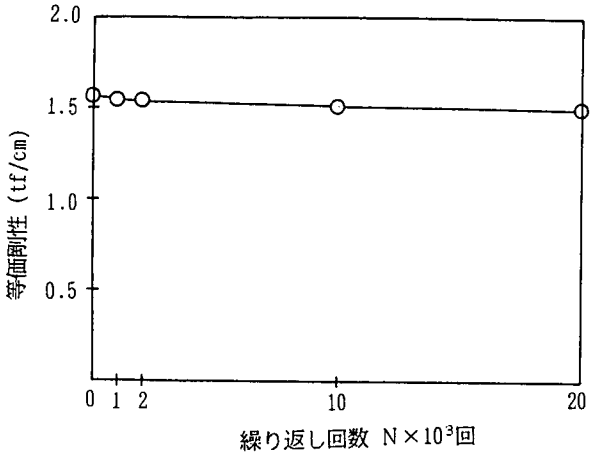


写真－1.2.5.1　繰り返しせん断加力試験状況

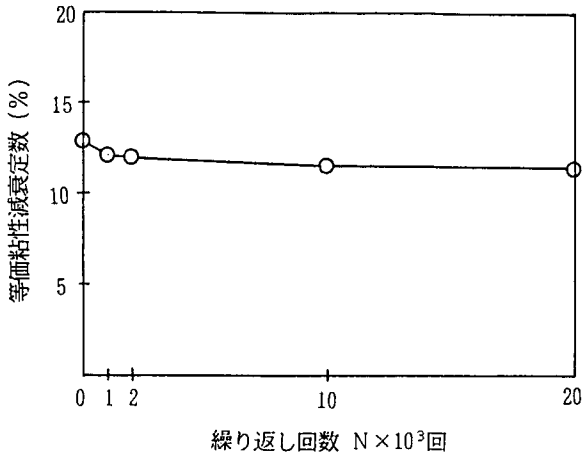
ii)試験結果

図－1.2.5.4 に繰り返し数と等価せん断剛性、図－1.2.5.5 に繰り返し数とゴムの静的せん断弾性率、図－1.2.5.6 に繰り返し数と等価粘性減衰定数、図－1.2.5.7 に 2×10^4 回目の履歴曲線を示す。

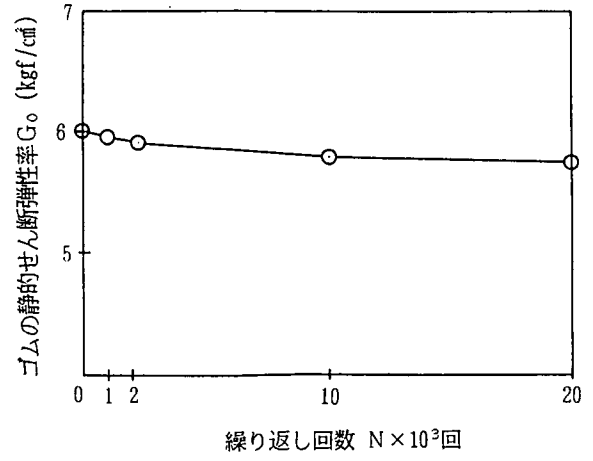
この結果より、一定荷重下での２万回繰り返しせん断疲労を与えても、ゴムのせん断特性の変化は等価剛性で 5%低下程度、等価粘性減衰定数で14%程度の低下率である。２万回後の供試体の外観も異状なく耐久性も十分であるといえる。



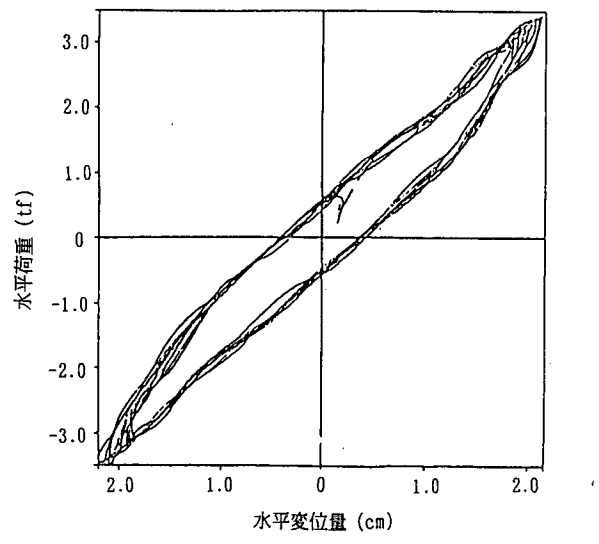
図－1.2.5.4 繰り返し数と
等価せん断剛性の関係



図－1.2.5.5 繰り返し数と
ゴムの静的せん断弾性率の関係



図－1.2.5.6 繰り返し数と
等価粘性減衰定数の関係



図－1.2.5.7 2×10^4 回目の履歴曲線

(4) 低速度すべり試験

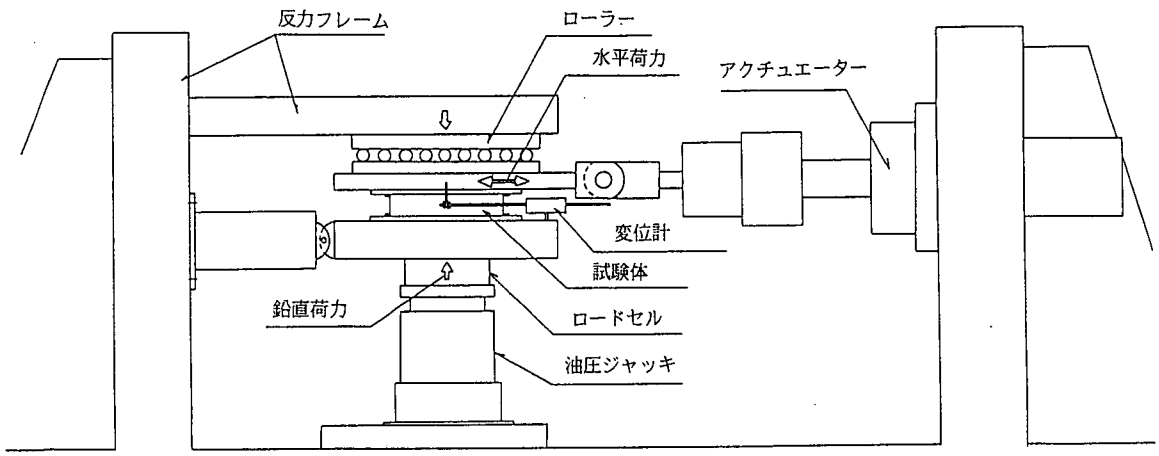
上部構造の温度変化による常時の動きを想定した、低速度での摩擦係数を測定した。

i)試験方法

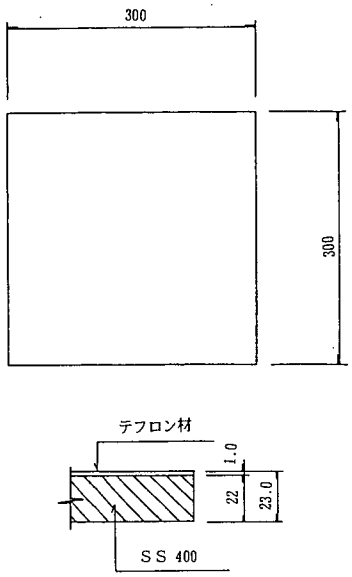
小型試験体でのせん断加力試験により、テフロン材とステンレス板の低速度での摩擦係数を測定した。試験装置は、図－1.2.5.8 に示すように鉛直加力には油圧ジャッキを使用し、水平加力には100tfのアクチュエーターを使用した。試験体の形状寸法を図－1.2.5.9 に、試験条件を表－1.2.5.2 に示す。試験状況の写真を写真－1.2.5.2 に示す。

表－1.2.5.2 すべり試験条件

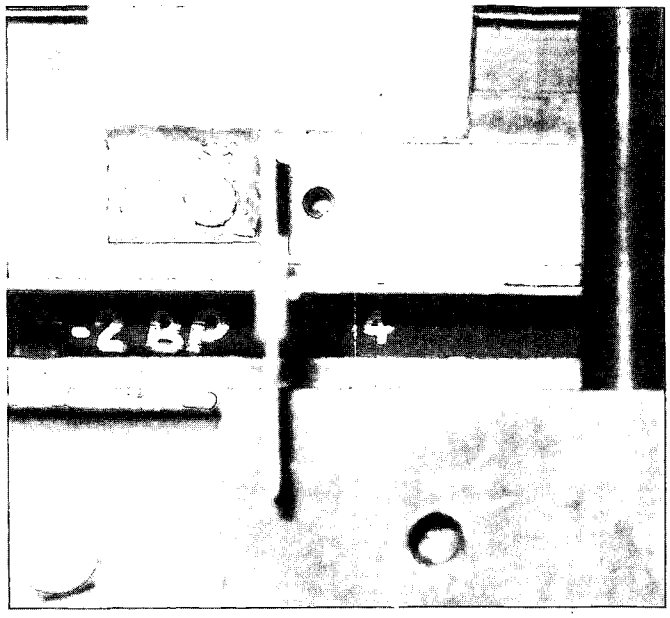
試験体	加力波形	面圧	振動数	速度	測定項目
すべり材： テフロン 300×300×23mm 相手材：SUS 304	正弦波	σ＝60 kgf/cm²	0.001Hz	0.044 cm/sec	摩擦係数



図－1.2.5.8 すべり試験装置



図－1.2.5.9　すべり試験体

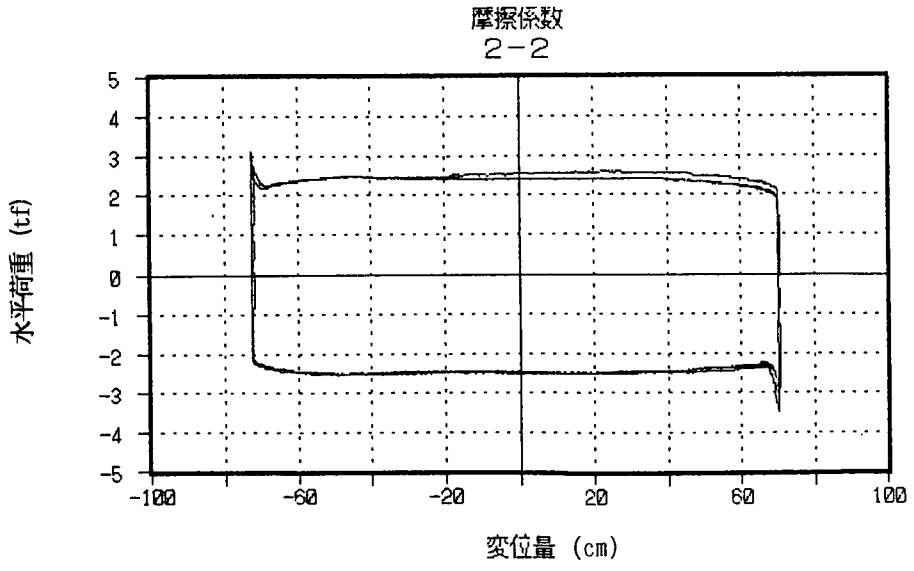


写真－1.2.5.2　すべり試験状況

ii)試験結果

図－1.2.5.10にすべり試験の履歴曲線を示す。鉛直荷重は54tfで、すべり出す前の水平荷重は 3 tf、すべり後の水平荷重は 2.5tfであった。したがって、すべり出す前の静摩擦係数はμ＝0.057で、すべり後の動摩擦係数はμ＝0.051 であった。また、履歴曲線で明かなように、3回ともほぼ同じ履歴を示し安定している。

一般に、テフロン材とステンレス板の組合わせでの摩擦係数は速度に依存して、速度が速くなると高くなる傾向があるが、温度変化等に対する低速度での低摩擦係数は地震時の場合より小さく、安定している。

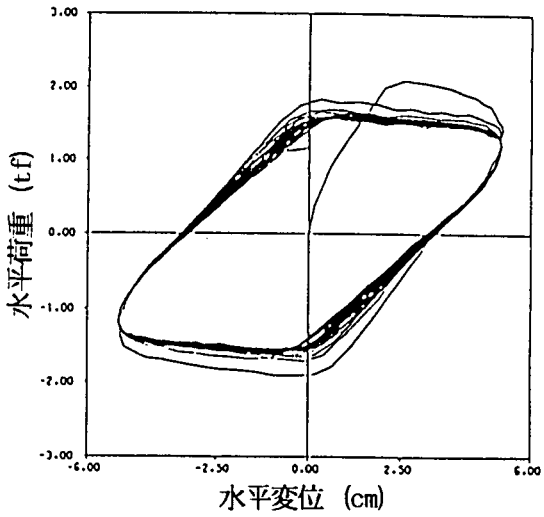


図－1.2.5.10　すべり試験の履歴曲線

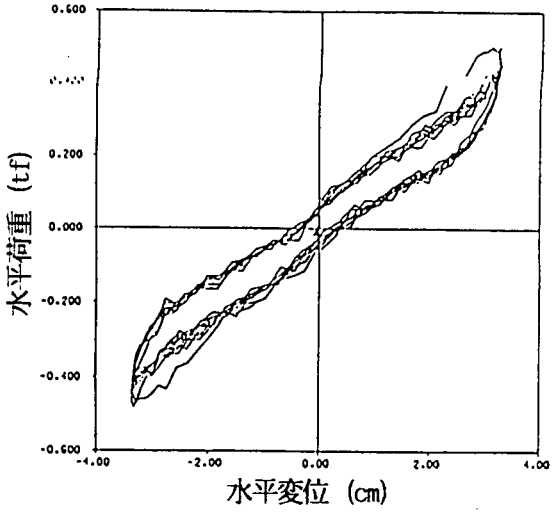
(5) 復元力特性のモデル化

すべり摩擦を利用して地震時水平力を低減しようとする免震装置で、鉛直力を支持すると同時にすべり機能を備えた弾性すべり支承と、水平変位量を制御すると同時に復元機能を備えた水平ばねで構成されている。

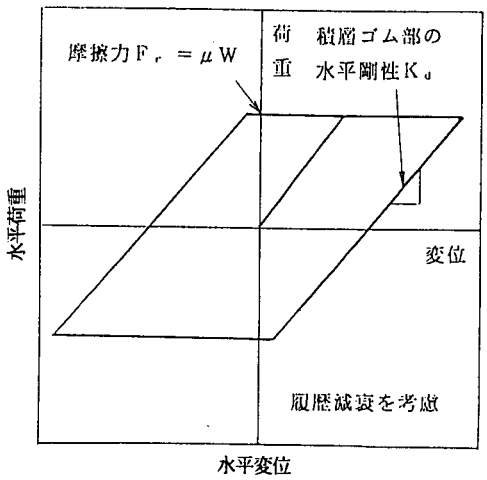
弾性すべり支承と水平ばねの各々の荷重－変位曲線は、要素試験結果より図－1.2.5.8 、図－1.2.5.9 のような履歴を描くが、装置としての復元力特性は図－1.2.5.10、図－1.2.5.11に示すように弾性すべり支承を完全弾塑性型のバイリニアモデル、水平ばねを減衰性能をもった線形のばねモデルで近似することができる。



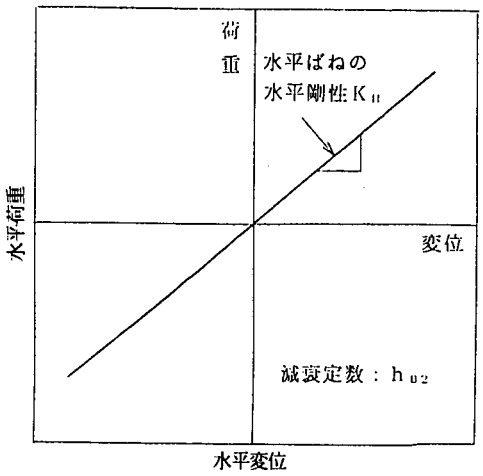
図－1.2.5.8　弾性すべり支承の荷重－変位曲線



図－1.2.5.9　水平ばねの荷重－変位曲線



図－1.2.5.10　弾性すべり支承のモデル化



図－1.2.5.11　水平ばねのモデル化

(6) 特性値の算定方法

i)等価剛性

等価剛性は、式（1.2.5.1） により計算する。

$$K_B = \frac{Q_d + (c_B \cdot u_B) \cdot K_2}{(c_B \cdot u_B)} \qquad \text{--------} (1.2.5.1)$$

ここに、

K_B ：等価剛性（kgf/cm）

Q_d ：降伏荷重（kgf）

K_2 ：二次剛性（水平ばねの水平剛性）（kgf/cm）

u_B ：設計変位（cm）

c_B ：慣性力の非定常性を表す補正係数で、0.7 とする。

ii)等価粘性減衰定数

この免震装置の減衰特性は、すべり支承が滑ることによって生じるシステムとしての減衰（履歴減衰）と、水平ばね自身が有している材料としての減衰（内部減衰）の２つの減衰特性を考慮している。等価粘性減衰定数は、式（1.2.5.2） により算定する。

$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d \cdot \left((c_B \cdot u_B) + \frac{Q_d}{K_2 - K_1} \right) + \pi \cdot K_2 \cdot (c_B \cdot u_B)^2 \cdot h_{hB}}{\pi \cdot (c_B \cdot u_B) \cdot (Q_d + (c_B \cdot u_B) \cdot K_2)} \qquad \text{--------} (1.2.5.2)$$

ここに、

h_B ：等価減衰定数

Q_d ：降伏荷重（kgf）

u_B ：設計変位（cm）

c_B ：慣性力の非定常性を表す補正係数で、0.7 とする。

K_1 ：一次剛性（kgf/cm）

K_2 ：二次剛性（kgf/cm）

h_{hB}：水平ばねの内部減衰定数で、設計値としては 5%とする。（表－1.2.5.3参照）

表－1.2.5.3 水平ばねの内部減衰定数（供試体２個による 10 回の平均値）

水平変位率 / ゴム材	30 %	50 %	100 %	150 %	200 %
G_0 = 8 kgf/cm²	0.088	0.080	0.073	0.066	0.059
G_0 =10 kgf/cm²	0.084	0.086	0.078	0.072	0.064

iii)バイリニアへのモデル化

荷重－変位曲線をバイリニア型にモデル化する場合の降伏荷重、一次剛性、二次剛性は、式（1.2.5.3）～（1.2.5.6）により、算定するものとする。

$$Q_d = F_r \cdot (1 - K_2 / K_1) \qquad \text{--------} (1.2.5.3)$$

$$F_r = \mu \cdot W \qquad \text{--------} (1.2.5.4)$$

$$K_1 = K_D + K_H \qquad \text{--------} (1.2.5.5)$$

$$K_2 = K_H \qquad \text{--------} (1.2.5.6)$$

ここに、

Q_d ：降伏荷重（kgf）

F_r ：摩 擦 力

μ ：動摩擦係数で、設計値としては 0.10を用いる。

W ：摩擦面に作用する鉛直荷重（kgf）

K_D ：弾性すべり支承の積層ゴム部分の水平剛性（kgf/cm）

K_H ：水平ばねの水平剛性（kgf/cm）

ここで、K_D, K_H は、積層ゴムの設計式により算定する。

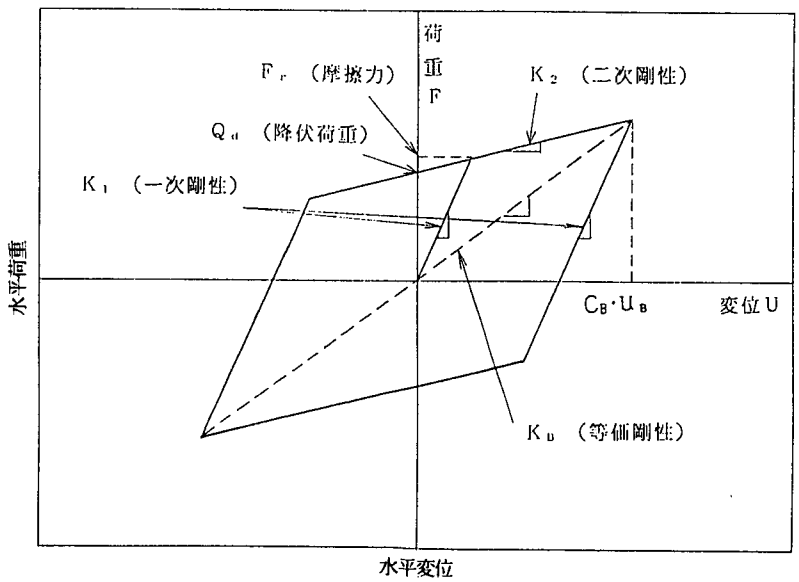
$$K_D, K_H = \frac{A \cdot G_0}{\Sigma te} \qquad \text{--------} (1.2.5.7)$$

ここに、

G_0 ：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）

Σte：ゴムの総厚（cm）

A ：支 圧 面 積（cm²）



図－1.2.5.12 荷重－変位曲線のバイリニアモデル

(7) 試設計例

免震橋梁として設計・施工されている、宮川橋を対象橋梁として試設計を行った。

i)設計方針

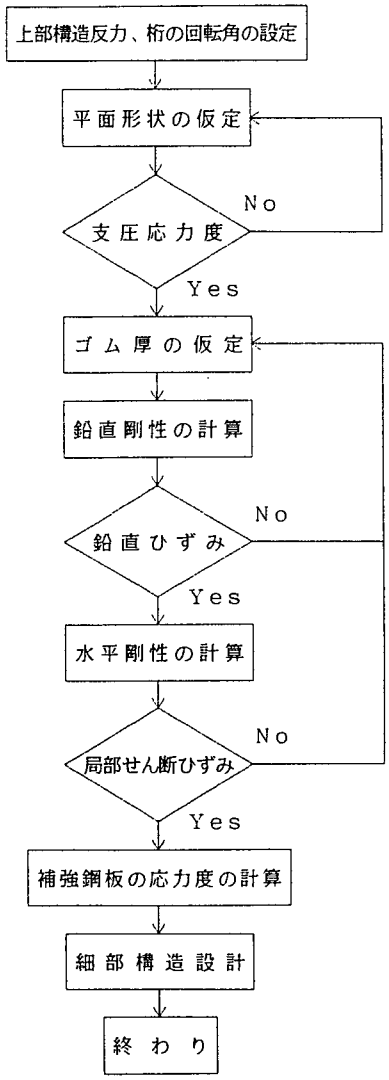
① 弾性すべり支承は、支承の許容支圧応力度を満足させるように径を設計し、ゴム部のひずみを許容値内に満足させる範囲においてより大きな減衰を得るために、できるだけ剛性が大きくなるように厚さを薄く設計する。

② 水平ばねの形状寸法は、目標とする設計変位を満足する範囲においてより大きな減衰を得るために、できるだけ剛性が小さくなるように設計する。

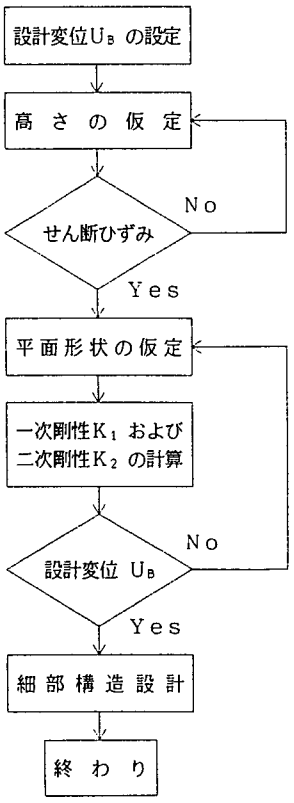
③ 弾性すべり支承が摺動することによって生じる摩擦力によるシステムとしての履歴減衰と、水平ばねが有している材料固有の内部減衰との２つの減衰機構により応答を抑制する。

ii)設計フロー

弾性すべり支承の設計フローを図－1.2.5.13に、水平ばねの設計フローを図－1.2.5.14に示す。



図－1.2.5.13 弾性すべり支承の設計フローチャート

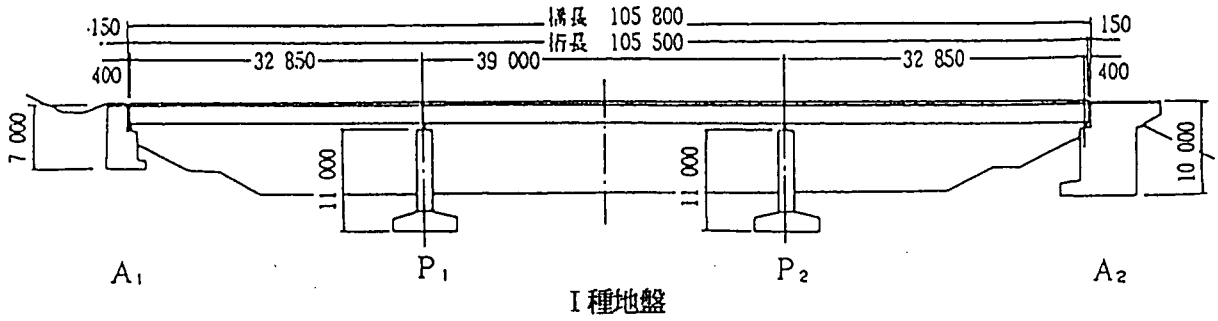


図－1.2.5.14 水平ばねの設計フローチャート

iii)設計条件

① 対象橋梁

静岡県宮川橋（鋼3径間連続非合成鈑桁橋）



図－1.2.5.15 橋梁側面図

② 支承設計反力

橋脚・橋台の支承の設計反力を表－1.2.5.4 に示す。

表－1.2.5.4 支承設計反力

(tf)

桁	橋台部支点			橋脚部支点		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G_1	42.6	18.4	59.0	139.4	43.6	183.0
ΣG	152.5	———	152.5	501.5	———	501.5

③ 弾性すべり支承に対する諸値

- ゴムの材質 : 高減衰ゴム
- ゴムの静的せん断弾性係数 : G_0 ＝6.0 kgf/cm²
- ゴムの破断せん断ひずみ : γ_u ＝4.0
- ゴムの破断せん断ひずみに対する安全率 : f_s ＝1.2
- ゴムの許容支圧応力度 : σ_{ba}＝80 kgf/cm²
- テフロン板とステンレス板の動摩擦係数 : μ ＝0.10

④ 水平ばねに対する諸値

・ゴ ム の 材 質　　：　クロロプレンゴム

・ゴムの静的せん断弾性係数　　：　G_0 ＝8.0 kgf/㎠

・ゴムの許容せん断ひずみ　　：　γ_a ＝2.5

⑤ 桁の回転角

θ ＝1/300

⑥ 設計変位

U_B ＝25 cm

iv)計算結果

① 装置の特性値および設計変位

計算結果を表－1.2.5.5 に示す。

表－1.2.5.5 計算結果

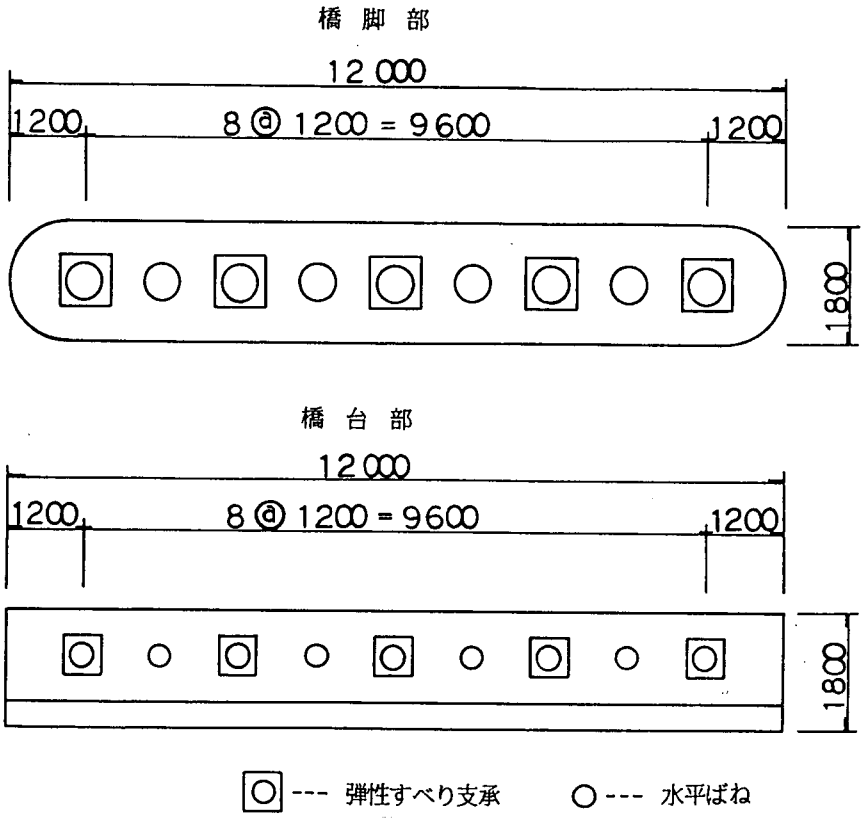
	単位	橋台		橋脚		備考
		A_1	A_2	P_1	P_2	
震度法レベル地震時						
設計変位 U_B	m	0.053	0.053	0.047	0.046	
一次剛性 ΣK_1	tf/m	1566.0	1566.0	3136.0	3136.0	K_D+K_H
二次剛性 ΣK_2	tf/m	226.0	226.0	760.0	760.0	K_H
降伏荷重 ΣQ_d	tf	13.1	13.1	38.0	38.0	
支承の等価剛性 ΣK_B	tf/m	580	581	1915	1955	
支承の減衰定数 h_B		0.305	0.305	0.217	0.213	
下部構造剛性 K_p	tf/m	40510	17950	10300	8680	
合成剛性 K	tf/m	572	571	1686	1664	Σ＝4493
慣性力分担率 η		0.127	0.127	0.375	0.370	
橋の固有周期 T	秒	1.083 (S_0＝200gal)				
橋の減衰定数 h		0.221 (C_E＝0.9)				
設計水平震度 K_h		1.0×1.0×0.9×200÷980＝0.184				
慣性力 F		30.6	30.6	90.3	89.0	
保有水平耐力法レベル地震時						
設計変位 U_B	m	0.244	0.242	0.222	0.218	
一次剛性 ΣK_1	tf/m	1566.0	1566.0	3136.0	3136.0	K_D+K_H
二次剛性 ΣK_2	tf/m	226.0	226.0	760.0	760.0	K_H
降伏荷重 ΣQ_d	tf	13.1	13.1	38.0	38.0	
支承の等価剛性 ΣK_B	tf/m	302	303	1135	1139	
支承の減衰定数 h_B		0.189	0.190	0.156	0.157	
下部構造剛性 K_p	tf/m	40510	17950	10300	8680	
合成剛性 K	tf/m	300	298	1022	1007	Σ＝2627
慣性力分担率 η		0.114	0.113	0.389	0.383	
橋の固有周期 T	秒	1.417 (S_0＝692gal)				
橋の減衰定数 h		0.155 (C_E＝0.7)				
設計水平震度 K_h		1.0×1.0×0.7×692÷980＝0.494				
慣性力 F		73.7	73.0	251.4	247.5	

② 設計形状および配置

形状寸法を表－1.2.5.6 に、配置図を図－1.2.5.16に示す。

表－1.2.5.6 形状寸法

要　素	弾性すべり支承		水 平 ば ね	
部　位	橋 脚 部	橋 台 部	橋 脚 部	橋 台 部
平 面 形 状	φ550mm	φ320mm	φ550mm	φ300mm
ゴ ム 厚	15mm×2層	9mm×2層	100mm	100mm
鉄 板 厚	5mm×1層	3mm×1層	——	——
P E T E 材	2mm	2mm	——	——
個　数	5箇所	5箇所	4箇所	4箇所



図－1.2.5.16 装置の平面配置図

(8) 研究開発のまとめ

3ヶ年の研究から得られた知見を以下にまとめて示す。

i)弾性すべり支承

a．鉛直加力試験

① 実使用域の面圧（40～80kgf/㎠）において、鉛直剛性の実験値が設計値とほぼ一致し、かつ線形であることを確認した。

② 終局圧縮応力度は1700kgf/㎠程度であり、内臓鋼板の降伏時応力 600kgf/㎠、および破断時応力1500kgf/㎠以上であることを確認した。

b．水平加力試験

① 標準仕上げステンレス板に対する動摩擦係数は、面圧30～60kgf/㎠、速度10～30cm/secの範囲で0.15～0.2 である。

② 動摩擦係数は、速度の増加に伴い大きくなる傾向があるが、10cm/sec以上でほぼ一定の値をとる。したがって、設計の際は一定になったときの動摩擦係数を設計値とすれば、十分であると考えられる。

③ 動摩擦係数は、面圧の増加に伴い減少する。したがって、設計の際は面圧を考慮して動摩擦係数を設定する必要がある。

④ 動摩擦係数は、1回目載荷では2回目以後より 6～7 %位高いが、2回目以後はほぼ一致した値で安定しており、繰り返し載荷に対する安定性は十分保証される。

⑤ 40回の繰り返し回数を経験させ、18時間放置後にさらに40回の繰り返し試験を行った場合、動摩擦係数は一定しており、履歴経験に対する安定性は十分保証される。

⑥ 摩擦による減衰定数は、積層ゴム部の初期剛性、動摩擦係数、水平変位により異なるが、概ね30～50%程度得られ、積層ゴム部のみの材料減衰定数はほぼ13%程度である。

⑦ 積層ゴムのせん断ばね定数はせん断ひずみ 200%以内で、概ね実験値と計算値とは一致する。

c．耐久性試験

① 面圧60kgf/㎠で2万回繰り返しせん断疲労を与えた場合、ゴムのせん断特性の変化は、等価剛性で 6kgf/㎠から 5.7kgf/㎠へ、等価粘性減衰定数で13%から12%へ低下する程度である。

② 2万回後の供試体の外観も異常なく、耐久性は十分保証される。

d．低速度すべり試験

① 面圧60kgf/㎠で、載荷速度 0.044cm/secですべり試験を行った場合、摩擦係数はμ＝0.05～0.06程度である。

② クリープ・乾燥収縮および温度変化などの緩速変形による水平せん断剛性は、緩速変形に対する摩擦係数が小さいことにより、動的変形の水平せん断剛性より小さくなる。

ii)水平ばね

a．水平加力試験

① せん断ひずみ 250%までは、せん断水平剛性はほぼ線形であり、概ね実験値と計算値は一致する。

② せん断ひずみが 250%を超える領域では、ハードスプリング特性を示す。

③ ゴムブロックの終局せん断ひずみは、少なくとも 300%以上期待できる。

④ 引張破壊は、ゴムと鋼材の接着部で生じ、その大きさは約40kgf/cm²である。

⑤ 水平ばねの材料内部減衰は実験値で 6～9 %程度であり、設計値としては 5%とすれば、十分であると考えられる。

iii)モデル化および設計寸法

① 等価剛性および等価粘性減衰定数等の特性値の算定式（式(1.1.5-1)～式(1.1.5-2)）を設定した。

② バイリニアへのモデル化の手法（式(1.1.5-3)～式(1.1.5-7)および図－1.1.5.12）を設定した。

③ 本装置の設計方針および設計フローを明確にし、試設計を行うことにより、実橋への適用性を示した。

＜参考文献＞

1) 道路橋の免震設計法ガイドライン（案）：（財）国土開発技術研究センター、平成元年３月

2) 松尾と大石：宮川橋の設計と施工、橋梁と基礎、Vol.25、No.2、1991

3) 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告（その１）、平成２年３月

4) 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告（その２）、平成３年７月

＜民側担当会社＞

大成建設株式会社、東京ファブリック工業株式会社

1.2.6　摩擦（すべり）型ダンパー（その２）

平成２年度に実施した一斉共通実験の結果に基づき、道路橋用免震装置としての復元力特性のモデル化を検討した。復元力特性のモデル化には、弾性パッキン材の特性を把握しておくことが必要であり、弾性パッキン材の特性に関する検討も行った。

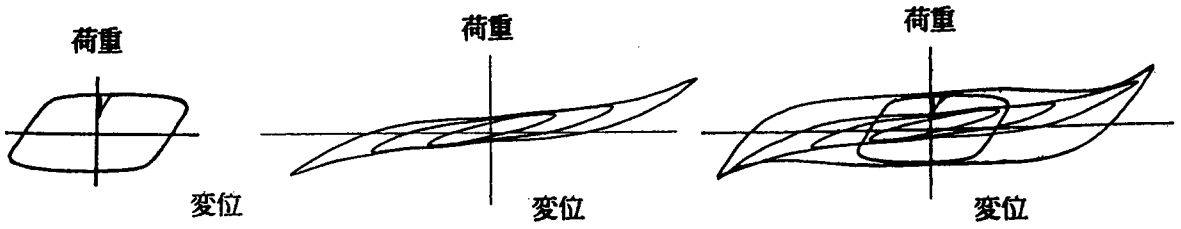
(1) 復元力特性のモデル化

摩擦（すべり）型ダンパーの復元力特性は、図－1.2.6.1に示す通りである。この復元力特性のモデル化に際しては、一斉共通実験のテスト10（試験条件；鉛直応力$\sigma c = 60kg \cdot f/cm^2$、$f = 1.0HZ$、変形率として200%相当変位）における履歴曲線を基本とした。

すなわち、弾性すべり支承の履歴曲線はゴム支承のすべりと非線形ばねとを合成した履歴曲線をモデル化の基準とした。

1)実験結果より荷重－変位曲線は構造的な弾塑性にモデル化

2)復元力特性（弾性パッキンの効果）



すべり履歴曲線　　ゴム支承履歴曲線　　合成履歴曲線

図－1.2.6.1　履歴曲線

① 弾性パッキンの剛性の設計基準は、更に研究を継続するが、現在までのところゴム支承の一次剛性の約20%を目安としている。

② すべり遊間の設計は、設計変位（u_B）を下記に区分して考える

$u_B = \Delta_1 + \Delta_3 + \Delta_2$

Δ_1；すべり面の摩擦が切れる前のゴム支承のせん断変位（cm）

Δ_3；すべり量（cm）

Δ_2；すべり後のゴム支承のせん断変位（cm）

つまり $\Delta_1 = \dfrac{Q_d}{K_1}$　　$\Delta_2 = \dfrac{F - Q_d}{K_1}$　　$\Delta_3 = u_B - (\Delta_1 + \Delta_2)$

ここに u_B；設計変位（cm）

Q_d；降伏荷重（kgf）

K_1；一次剛性（kgf/cm）

F；最大せん断力（kgf）

すべり遊間のΔ_3の適切な量は引続き研究中であるが、減衰定数を約15%程度に設定しているのでゴム支承のゴム厚の約50～70%をすべり量と考えている。

③ 等価剛性（二次剛性）

$$K_2 = \frac{F}{u_B} \quad (t/c)$$

④ 実施設計では、対象橋梁に適切な設計のトライアルを行いゴム支承の形状設計を行う。
ついで、免震設計として再度ゴム支承の一次剛性を見直し、すべりを加算したモデル曲線で等価剛性と減衰定数との詳細設計を行う。

(2) まとめ

道路橋の免震装置として在来のゴム支承（リング沓）とすべり面とをコンパクトに一体化したすべり型の免震装置の開発を進めてきたが、3年間の実験を通じ装置としての実用化のメドに確信を得た。

＜民側担当会社＞　株式会社　ビー・ビー・エム

1.2.7　鋼製ダンパー

(1) 平成３年度の研究開発の概要

平成３年度は、昨年度の実験結果を踏まえて以下の研究を行った。

①鋼製ダンパーの復元力特性のモデル化

②組合せ方法の検討

(2) 鋼製ダンパーの復元力特性のモデル化

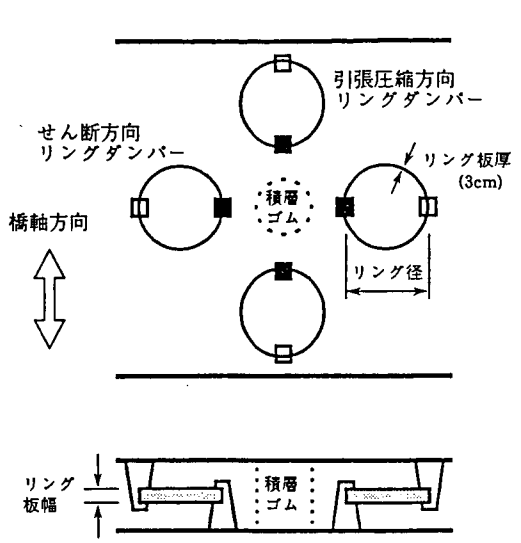
昨年度実施した基本特性確認試験の結果から、本鋼製ダンパーの復元力特性を、バイリニアにモデル化することが可能であることが確認された。バイリニアの一次剛性K_1，二次剛性K_2および降伏変位δ_yの設定は、以下の方法で行った。

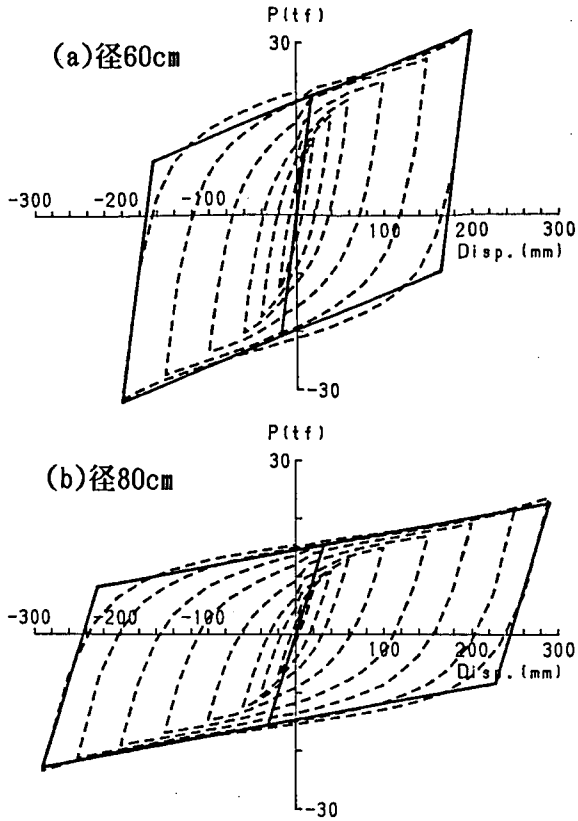
・モデル化する履歴曲線の面積を試験より得られた履歴曲線の面積と等しくする。

・一次剛性K_1は、断面が一様なリングに一軸対称な荷重が作用する場合の弾性剛性（理論値）とする。

・二次剛性K_2および降伏変位δ_yは、実験より得られた履歴曲線とバイリニアモデルのピーク荷重が一致するようにした上で、両者の履歴曲線の面積が一致するように決定する。

図－1.2.7.1および1.2.7.2は、鋼製ダンパーを４個１組および２個１組とした場合の履歴曲線を示す。図中の破線は、実験で得られた履歴曲線、実線は上記の方法でモデル化した履歴曲線である。両者は極めて良く一致している。

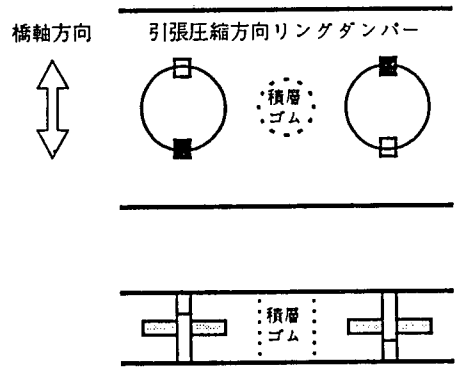


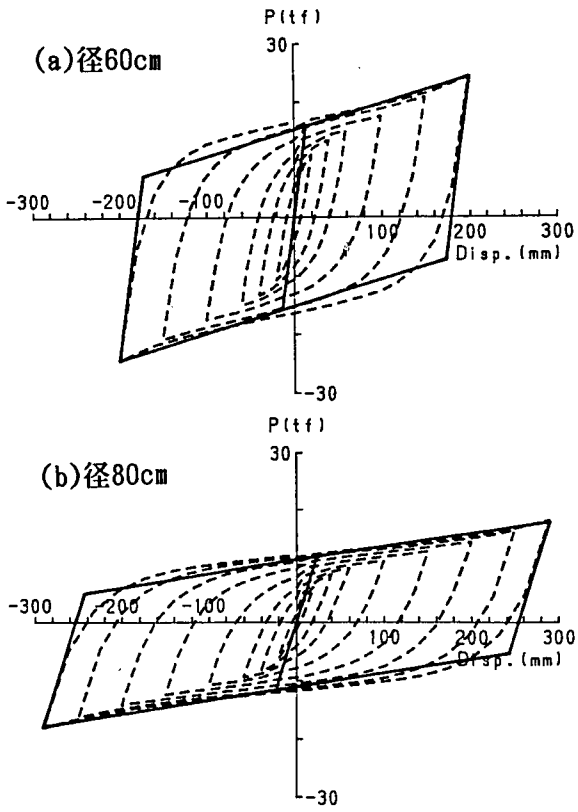


(物性値)

リング径(cm)	K_1(tf/cm)	K_2(tf/cm)	δy (cm)
60	11.7	0.62	1.78
80	4.95	0.28	3.13

図－1.2.7.1　復元力特性のモデル化（4個1組の場合）

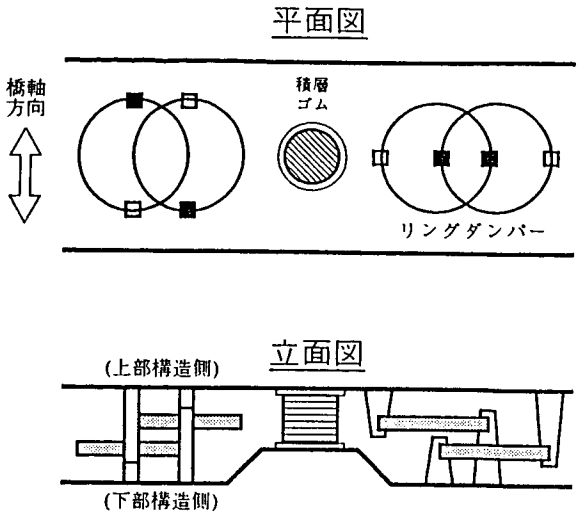




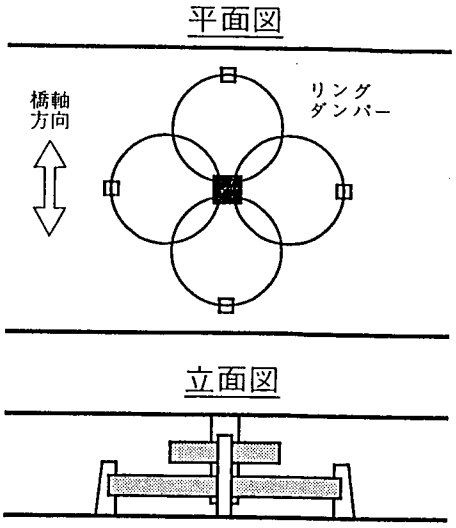
(物性値)

リング径(cm)	K_1(tf/cm)	K_2(tf/cm)	δy (cm)
60	11.7	0.46	1.36
80	4.95	0.24	2.34

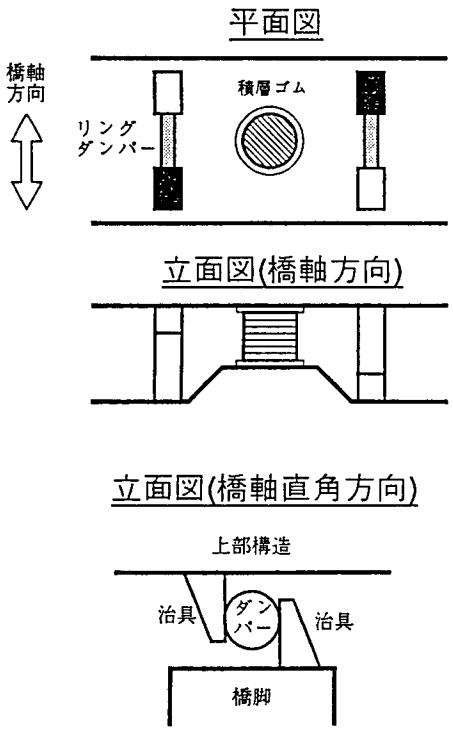
図－1.2.7.2　復元力特性のモデル化（2個1組の場合）



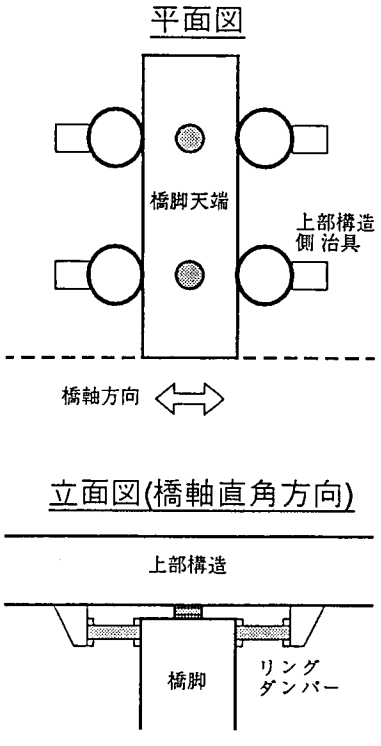
(a) 4 個 1 組の場合



(b) 4 個 1 組の場合



(c) 2 個 1 組の場合



(d) 2 個 1 組の場合

図−1.2.7.3　鋼製ダンパー設置のイメージ

(3) 組合せ方法の検討

ここでは、本鋼製ダンパーを4個1組および2個1組として適用する場合の組合せ方法およびその復元力特性について検討する。

本鋼製ダンパーは、それを引張圧縮型で適用する場合とせん断型で適用する場合とでは特性が異り、引張圧縮型で適用する場合の方がより高い減衰性能を発揮する。そのため、全方向免震構造に適用する場合には、加振方向による特性の変化を解消するため、図－1.2.7.1 に示すように4個1組とする。また橋軸方向のみ免震構造とする場合は、図－1.2.7.2 に示すように2個1組とし、橋軸方向に引張圧縮型として使用する。

図－1.2.7.1 に示すように本鋼製ダンパーを積層ゴムの周囲に4個並べて配置する場合には、大きなスペースが必要となり、橋脚（橋台）上にこのスペースを確保することが困難となる場合も考えられる。そこで通常の橋座面のスペースにも対応可能な設置方法を検討した。

図－1.2.7.3 に本鋼製ダンパーの設置方法案を示す。これらは、本ダンパーを4個1組または2個1組で用いることを想定して検討したものである。

(4) 研究開発のまとめ

道路橋用免震装置として使用される鋼製ダンパーの開発を行った。3箇年の研究成果は以下のとおりである。

①開発した鋼製ダンパーの特性は以下のとおりである。

・本ダンパーはステンレス製であり、防錆性に優れ、鉄と同等以上の強度，伸び量がある。
・ダンパーの板幅を変えることにより剛性の調節を行うことができる。
・ダンパーの径を変えることにより変形性能の調節を行うことができる。
・温度依存性，振動数依存性がほとんどない。
・速度依存性がほとんどないので、設計の際に動的特性と静的特性を分けて考える必要がない。
・ダンパーの破断は、履歴曲線から求まる累積エネルギーから評価できる。

②本鋼製ダンパーの復元力特性は、バイリニアにモデル化することが可能であると考えられる。バイリニアへのモデル化は、1次剛性を理論的な値（リング径60cmの場合は11.7tf/cm， 80cmの場合は4.95 tf/cm ）とした上で、実験とモデルの履歴曲線の面積が等しくなるように2次剛性および降伏変位を設定することにより行うことができた。

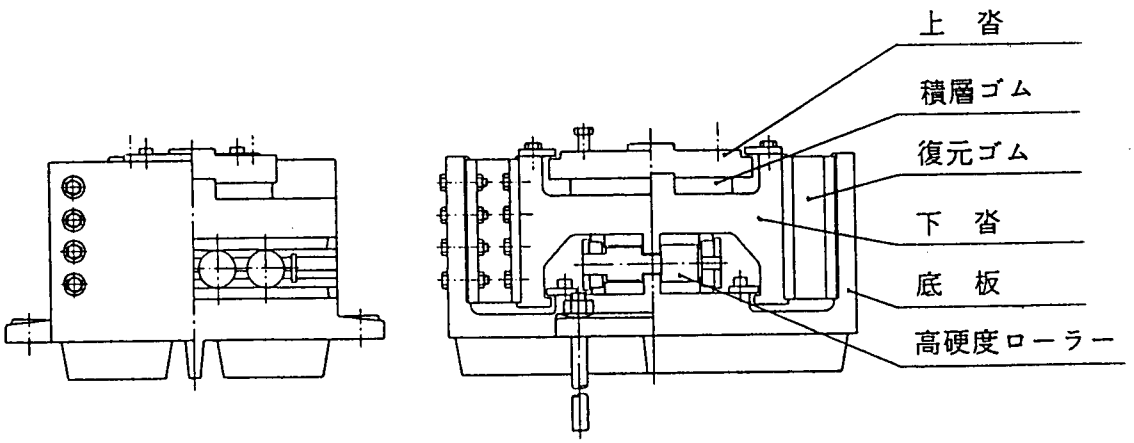
③本鋼製ダンパーは、全方向免震構造の場合には4個1組で、橋軸方向のみ免震構造とする場合には2個1組で使用する。いずれの場合にも設置方法を工夫することにより、通常の橋座面への設置は可能であると考えられる。

＜民側担当会社＞　西松建設㈱

1.2.8　ローラー型免震支承

(1) 開発の概要

ローラー型免震支承は、図−1.2.8.1 に示すようにアイソレーターとして高硬度ローラーを用い、復元力と減衰力を下沓と底板の間に取り付けた復元ゴム（高減衰ゴム）のせん断変形によって得ようとするものである。桁の回転は上沓と下沓間のゴムまたはピボットによって吸収する。



図−1.2.8.1　ローラー型免震支承

このタイプの利点としては、

① 支承としての常時の機能は、実績のある高硬度ローラーで保証される。

② 鉛直支持力と無関係に復元力を定められるので設計の自由度が高い。

③ 既設橋への適用が比較的容易である。

などが挙げられる。

昨年度は、復元ゴム単体の物理的性質、復元力特性および減衰力特性を調べる一方、実大規模の模型による確性実験を行なって、ローラー型免震支承の実用化が可能であるという結論を得た。本年度は、復元ゴム単体の特性試験をさらに追加して設計に必要な特性データを収集するとともに、免震支承の試設計を行なって、実橋へ適用する場合の取り合い寸法、重量、構造詳細等について検討した。

(2) 復元ゴムの動特性試験

i) 供試体

供試体としては、平成２年度に建設省 土木研究所で一斉共通試験において使用したサイズのもの（図−1.2.8.2(a) 1/1モデル）と、その1/2縮尺のもの（図−1.2.8.2(b) 1/2モデル）の２種類を使用した。

ii) 試験方法

試験は、水平加力機を用いて供試体に繰り返しせん断変形を加え、その際に得られる荷重～変位のヒステリシスループより等価せん断弾性率と等価減衰定数を算出した。特性値としては履歴ループの４～10回の平均値を採用している。試験を行なったせん断ひずみの範囲は 25～100％であり、載荷条件を変化させて復元ゴムの荷重履歴依存性、寸法効果、載荷方法依存性および振動数依存性について調べた。

① 履歴依存性試験

1/1モデルと1/2モデルを使用し、載荷履歴の有無による特性の変化を調べるとともに、両モデル間のデータの比較から供試体の寸法効果を検討した。

② 載荷方向依存性試験

履歴依存性試験を実施した1/2モデルにおいて、載荷方向を履歴依存性試験の方向（長辺方向）の直角方向（短辺方向）に変えた試験を実施して特性の変化を調べた。

③ 振動数依存性試験

1/2モデルを使用して、載荷振動数による特性の変化を調べた。

iii) 試験結果

① 履歴依存性試験

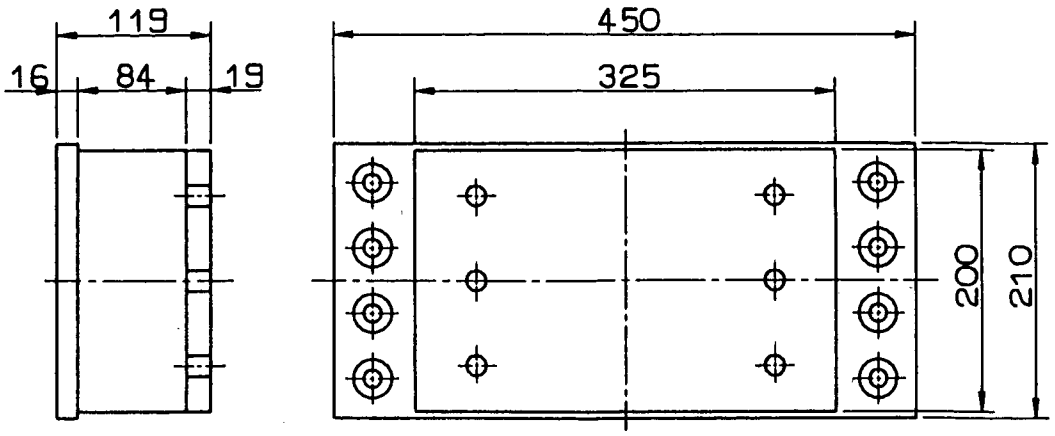
試験結果を図－1.2.8.3 に示す。載荷履歴の影響は等価せん断弾性率で比較的顕著であり、履歴後において約20％程度の弾性率の減少が見られる。等価減衰定数では、２～３％程度の差に留まり、載荷履歴の影響はほとんど無視できる。図－1.2.8.4は、1/1モデルと1/2モデルの結果を重ね合わせたものである。1/2モデルの方がやや大きめの等価減衰定数を与えることがわかる。

② 載荷方向依存性試験

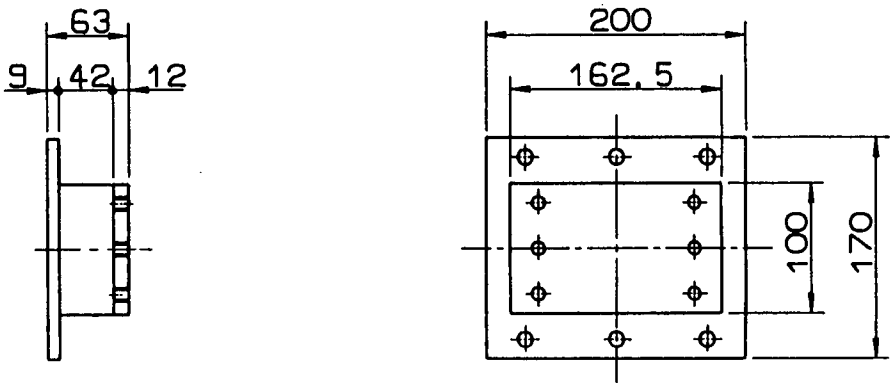
図－1.2.8.5 に 1/2モデルにおいて載荷方向が異なる場合を比較した結果を示す。これによれば両者の差は、等価せん断弾性率で２～３％、等価減衰定数で３～５％であり、載荷方向の影響は無視できる。

③ 振動数依存性試験

図－1.2.8.6 に等価せん断弾性率と等価減衰定数に対する載荷振動数の影響を調べた結果を示す。これより、免震支承の設計振動数を1.0Hzとする場合、準静的（0.01Hz相当）に得られる特性値に対して、等価せん断弾性率、等価減衰定数ともに15％程度の割り増す必要があるといえる。

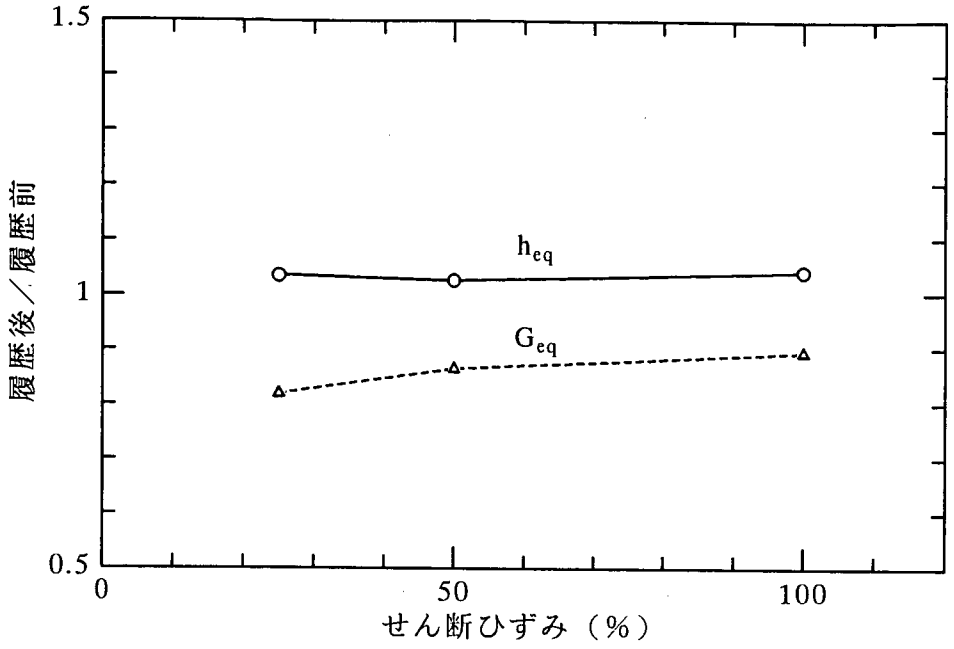


(a) 1/1 モデル

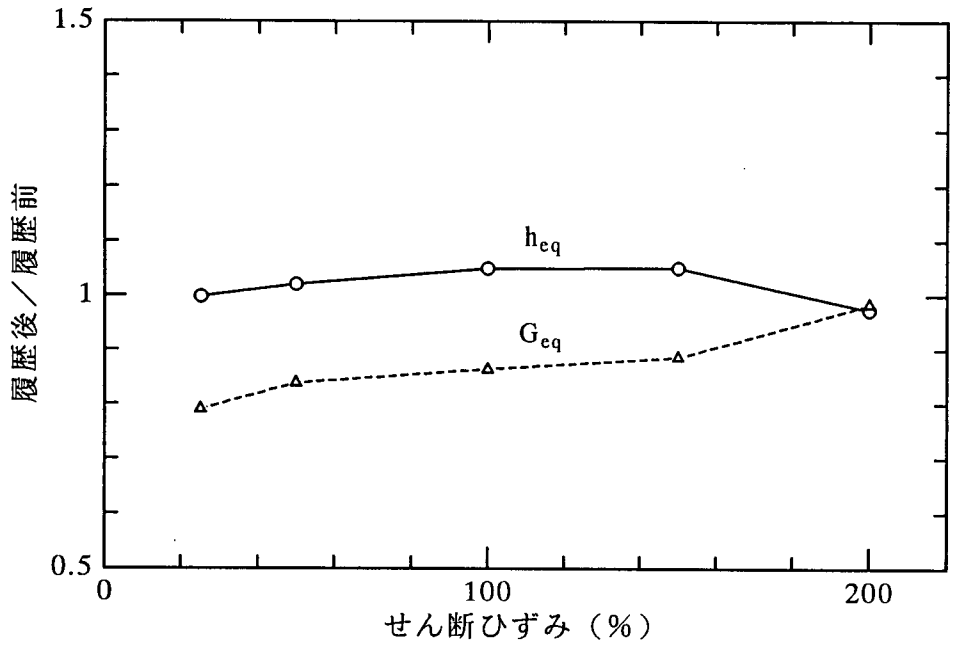


(b) 1/2 モデル

図－1.2.8.2 供試体

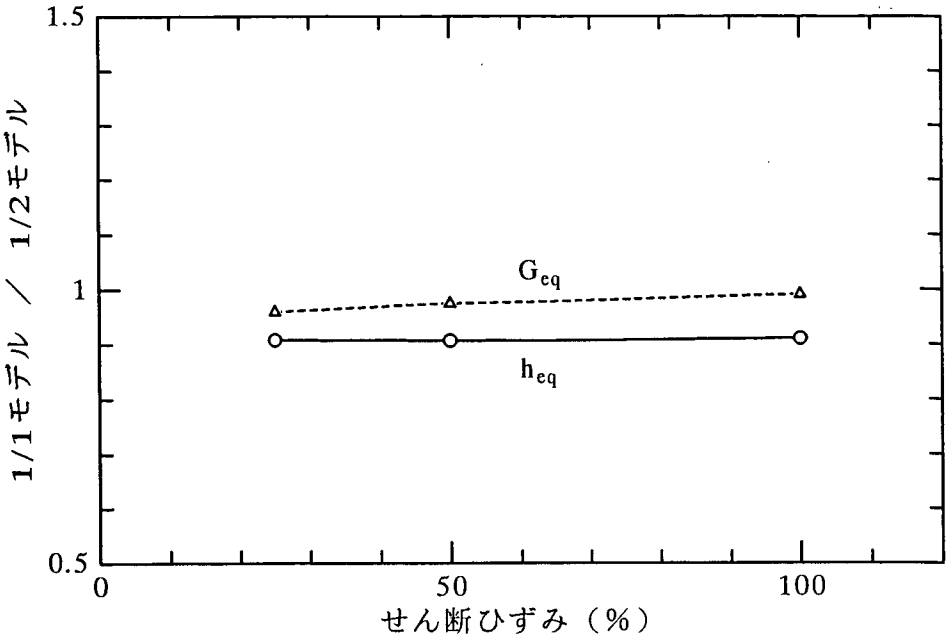


(a) 1/1 モデル

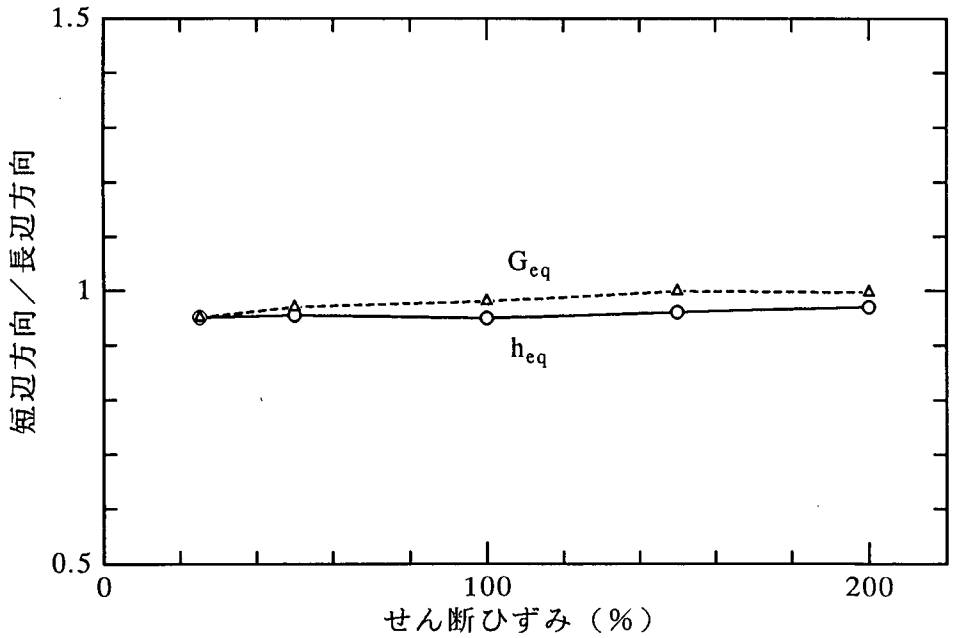


(b) 1/2 モデル

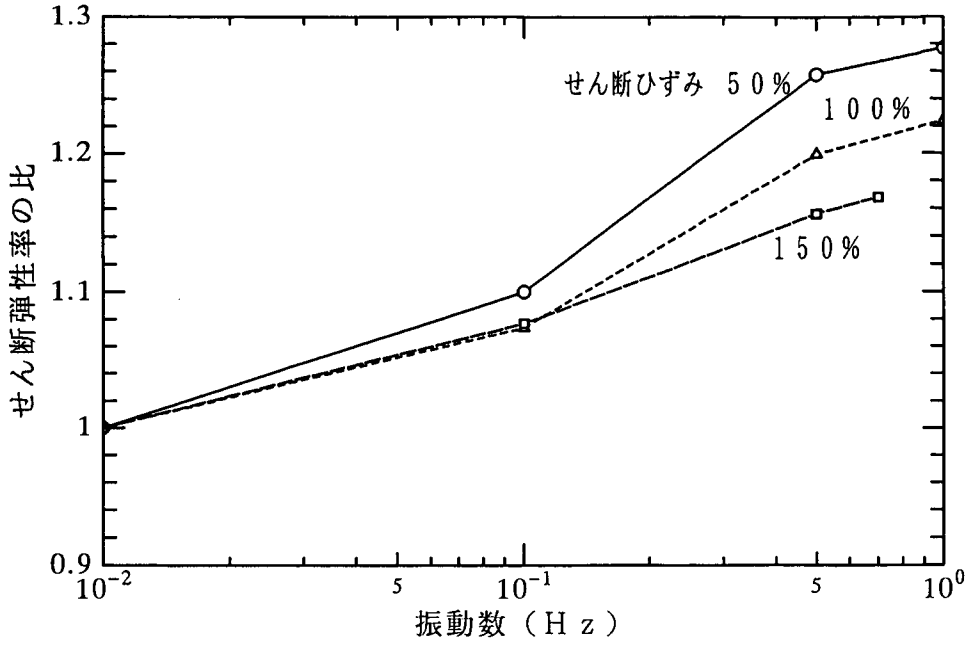
図－1.2.8.3　履歴依存性試験結果



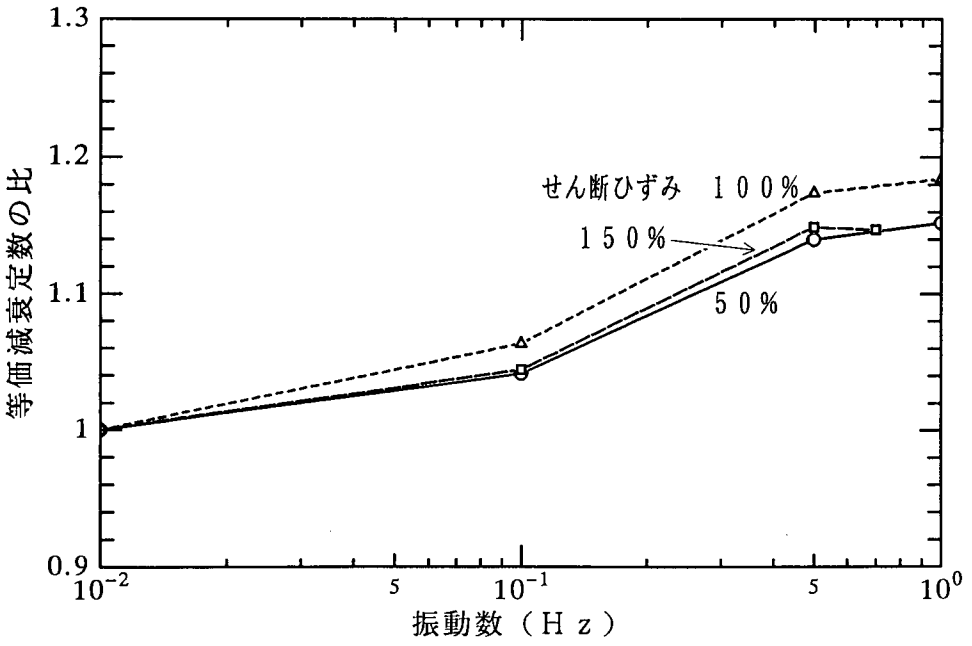
図－1.2.8.4　供試体の寸法効果



図－1.2.8.5　載荷方向依存性試験結果



(a) 等価せん断弾性率



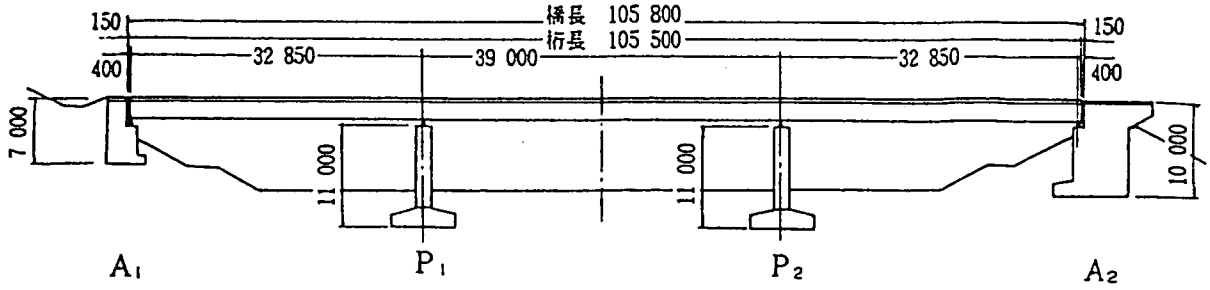
(b) 等価減衰定数

図－1.2.8.6　振動数依存性試験結果

(3) 設計例による免震支承の構造検討

免震支承の試設計は、静岡県 宮川橋の橋梁諸言に基づき、復元ゴムの取付方法、上部構造の回転への対処方法、浮き上がり防止方法等を主な変更箇所として行ない、3タイプの支承構造図を作成した。

宮川橋の側面図と支承設計反力を図－1.2.8.7 と表－1.2.8.1 に示す。



図－1.2.8.7 宮川橋の側面図

上部構造	鋼3径間連続非合成鈑桁橋
下部構造	橋台 － 逆T式、橋脚 － 壁式
上部構造重量	1308tf
地域区分	A区分
重要度	1級
地盤種別	1種

表－1.2.8.1 宮川橋の支承設計反力

(tf)

桁	橋台部支点			橋脚部支点		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	42.6	16.4	59.0	139.4	43.6	183.0

i) 免震支承の特性値

免震支承の設計においては、各支点の水平力分担率が同一になるように3タイプとも復元ゴムの面積は同一とした（形状は異なる）ので、免震支承の特性値は3タイプとも同じとなった。

特性値を表－1.2.8.2 に示す。

表－1.2.8.2　免震支承の特性値

名　　称	記号	単位	A1	P1	P2	A2	備　　考
震度法レベル							
支承の設計変位	UB	cm	2.1	1.9	1.8	2.1	
復元ゴムの有効断面積	5A	cm²	12960	12960	12960	12960	
支承の等価剛性	5KB	tf/m	2890.1	3052.3	3140.1	2890.1	
下部構造の剛性	KP	tf/m	40510	14090	11180	31750	
支承・下部合成剛性	K	tf/m	2697.6	2508.8	2451.6	2649.0	Σ10307
支承の等価減衰定数	hB		0.153	0.155	0.156	0.153	
橋の減衰定数	hT		0.142				
橋の固有周期	T	sec	0.72				
設計水平震度	Kh		0.18				
水平力	F	tf	61.6	57.3	56.0	60.5	Σ235.4
上部構造変化量	UT	cm	2.3				
保有水平耐力レベル							
支承の設計変位	UB	cm	15.1	13.7	13.4	14.5	
復元ゴムの有効断面積	5A	cm²	12960	12960	12960	12960	
支承の等価剛性	5KB	tf/m	1431.0	1468.9	1478.3	1445.6	
下部構造の剛性	KP	tf/m	40510	10300	8680	17950	
支承・下部合成剛性	K	tf/m	1382.2	1285.6	1263.2	1337.9	Σ5268.9
支承の等価減衰定数	hB		0.103	0.108	0.109	0.105	
橋の減衰定数	hT		0.101				
橋の固有周期	T	sec	1.00				
設計水平震度	Kh		0.63				
水平力	F	tf	216.2	201.1	197.6	209.2	Σ824.1
上部構造変化量	UT	cm	15.6				

ii) 免震支承の構造

図－1.2.8.8 ～ 図－1.2.8.10 までの３タイプの免震支承を試設計して構造検討を行なった。設計において２本ローラーは表面焼入れ材とし、４本ローラーは調質材とした。

タイプ－１では、復元ゴムは縦置きで積層ゴムを使用し、ローラー本数は４本とした。

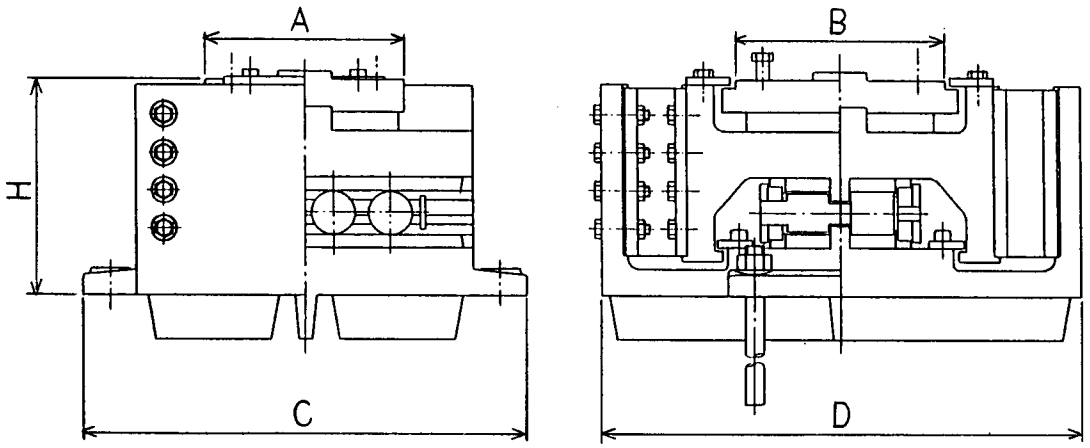
タイプ－２では、復元ゴムは横置きで積層ゴムを使用し、ローラー本数は４本とした。

タイプ－３では、復元ゴムは横置きでピボット支承を使用し、ローラー本数は２本とした。

３タイプの支承構造の検討結果の比較を表－1.2.8.3 に示す。

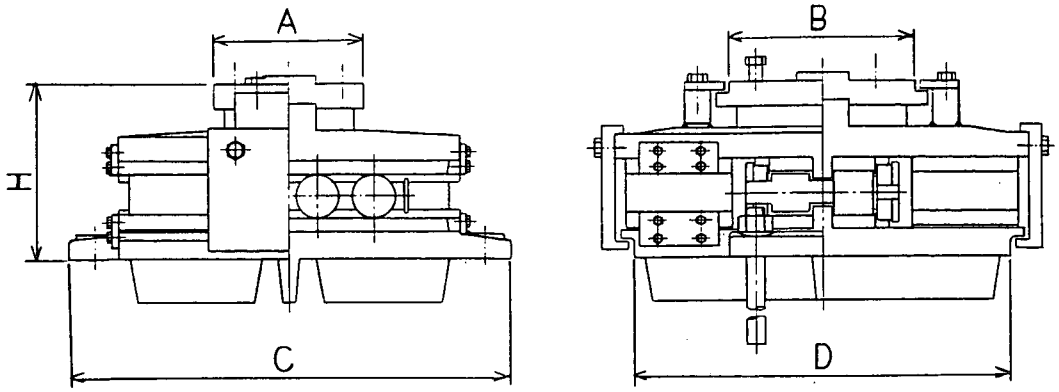
これらの比較から上沓の平面寸法は、タイプ－１，２では積層ゴムの面積にて決まること。

底板の橋軸方向寸法は、主に支承の変位によって決まっており、ローラーの本数には左右されないこと。また、重量は復元ゴムを横置きにした方が軽くなることなどがわかった。



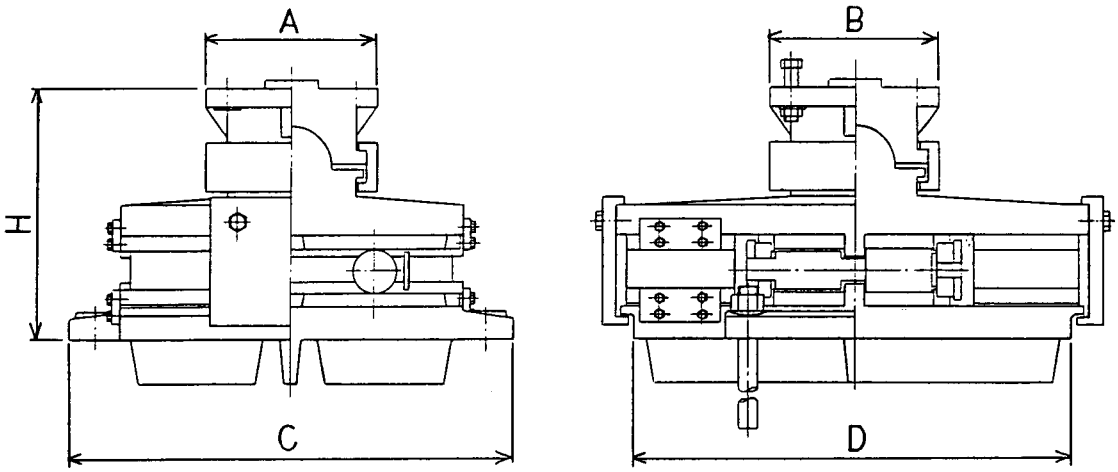
支承	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	重 量 (kg)
橋 台 部	280	350	830	860	400	1220
橋 脚 部	460	590	830	1140	440	1690

図－1.2.8.8　免震支承タイプ－１



支承	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	重 量 (kg)
橋 台 部	280	350	830	830	320	880
橋 脚 部	460	590	830	970	345	1210

図－1.2.8.9　免震支承タイプ－2



支承	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	重 量 (kg)
橋 台 部	270	270	830	830	395	890
橋 脚 部	320	320	830	970	460	1180

図－1.2.8.10　免震支承タイプ－3

表－1.2.8.3　支承構造の比較

支承のタイプ / 比較項目	タイプー1	タイプー2	タイプー3	備　考
上沓の平面寸法	②	②	①	小さいものから①とする
底板の平面寸法	②	①	①	小さいものから①とする
支承高さ	②	①	②	低いものから①とする
重量	②	①	①	軽いものから①とする

(4) 研究開発のまとめ

i) 平成3年度の研究

① ローラー型免震支承に使用する復元ゴム（高減衰ゴム）の特性について荷重履歴、載荷方向、振動数および形状効果による影響を定量化した。

② 復元ゴムの取り付け方法やローラー本数を変えた3タイプの免震支承の試設計を行なってそれぞれの支承の主要寸法と重量を把握した。

ii) 3か年の研究

① ローラー型免震支承のローラー部分の摩擦係数は、0.01以下であり、メカニカルな抵抗の影響はほとんどなく、免震支承の特性は復元ゴム単体の復元力特性と減衰特性で評価できる。

② 復元ゴムの特性において、ソリッド型と積層型の違いは数%しかなく、基本的にソリッド型のデータに基づいて復元ゴムの設計を行なってさしつかえない。

③ 振動数 0.5Hz，せん断ひずみ 150%での復元ゴムの動特性値はせん断弾性率で 8.5Kgf/cm², 等価減衰定数で 12.3%であった。

④ 大地震を想定して行なった繰り返し耐久試験にてローラー部分および復元ゴムの耐久性が確認できた。

⑤ 復元ゴムの特性について荷重履歴、載荷方向、振動数および形状効果による影響を定量化した。

⑥ 復元ゴムの力学特性を等価剛性と等価減衰定数でモデル化した。

$$K_B = \frac{A \cdot G(\gamma)}{\Sigma te}$$

ここに

$G(\gamma) = 23 - 0.427\gamma + 5.043\times10^{-3}\gamma^2 - 2.779\times10^{-5}\gamma^3 + 5.768\times10^{-8}\gamma^4$

$h = 18.07 - 0.1689\gamma + 1.901\times10^{-3}\gamma^2 - 1.05\times10^{-5}\gamma^3 + 2.02\times10^{-8}\gamma^4$

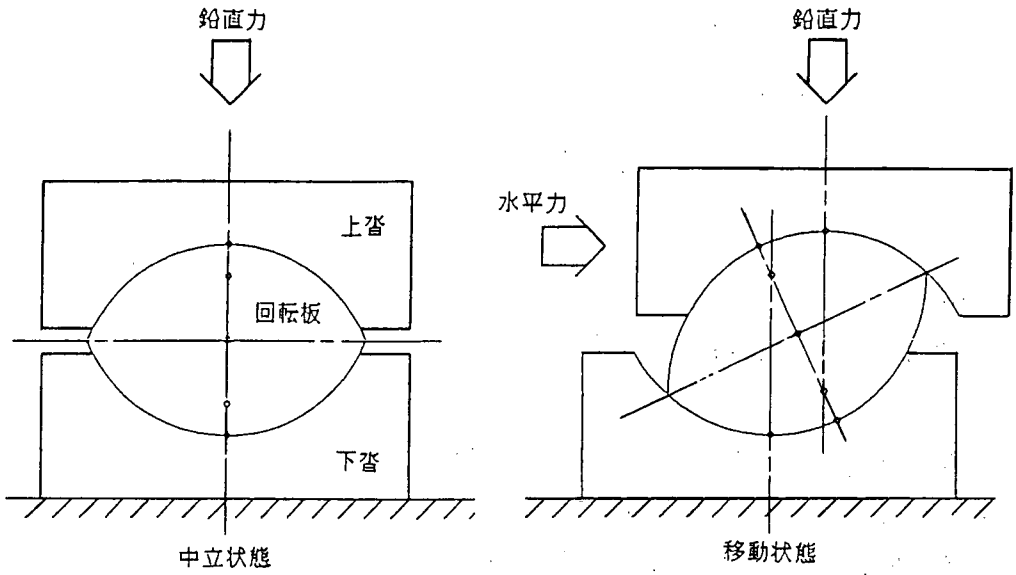
⑦ ローラー型免震支承は、復元ゴムを横置きにして回転機能を積層ゴムまたはピボット支承にて対処した構造が寸法および重量で有利である。

＜民側担当会社＞ 日本鋼管株式会社
日本鋳造株式会社

1.2.9　リンク支承

(1) 開発の概要

リンク支承は図－1.2.9.1 に示すように、従来の支承に類似した構造を有し、上沓と下沓との間に回転板をはさみ込んだ構造で、上沓と下沓の相対移動は回転板の滑りによる回転で行っている。機能面では、相対移動に伴い、回転板の回転角による復元力と回転板の回転を妨げる摩擦による減衰力を有している。



図－1.2.9.1　リンク支承の構造

昨年度の研究では、回転板の材料を選定し、装置の原理を解析し、理論的な特性を調査した。

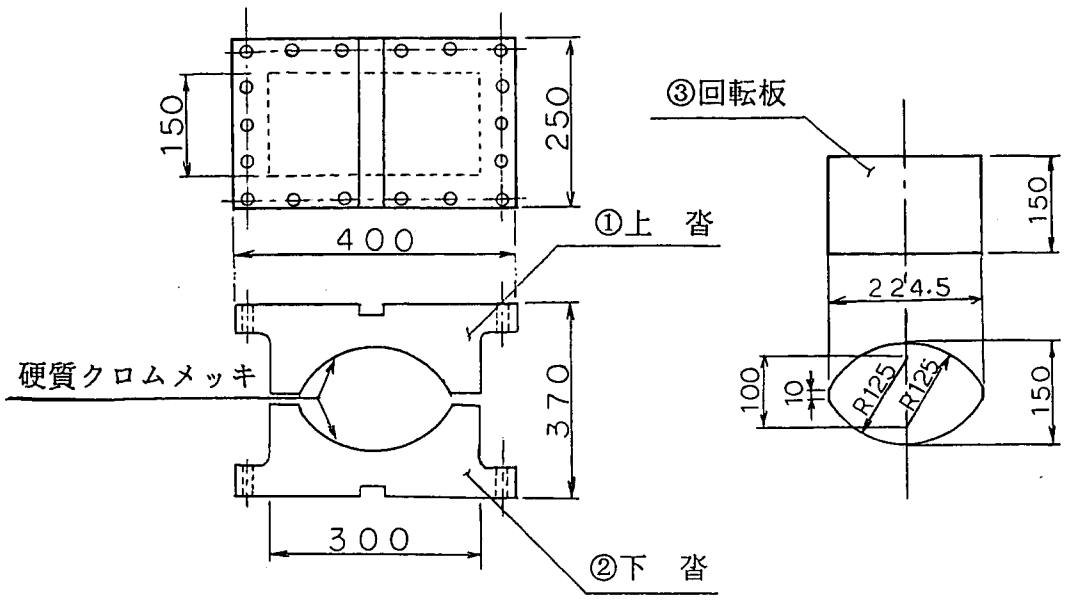
今年度は、選定した回転板（ＰＴＦＥ板）を用い、スケールモデルによる免震装置としての基本特性試験を実施した。

(2) 装置の性能試験

免震装置の「荷重－変位履歴」を調べるために供試体を製作し、鉛直及び水平の２軸荷重制御による試験機にて試験を行った。

i)　供試体

上沓と下沓（ＳＳ４００）の間に回転板（ＰＴＦＥ板）をはさみ込んだ構造とし、上沓と下沓の滑り面には硬質クロムメッキを施し研磨した（表面粗さ 0.4μ）。供試体の寸法諸元を図－1.2.9.2 に示す。

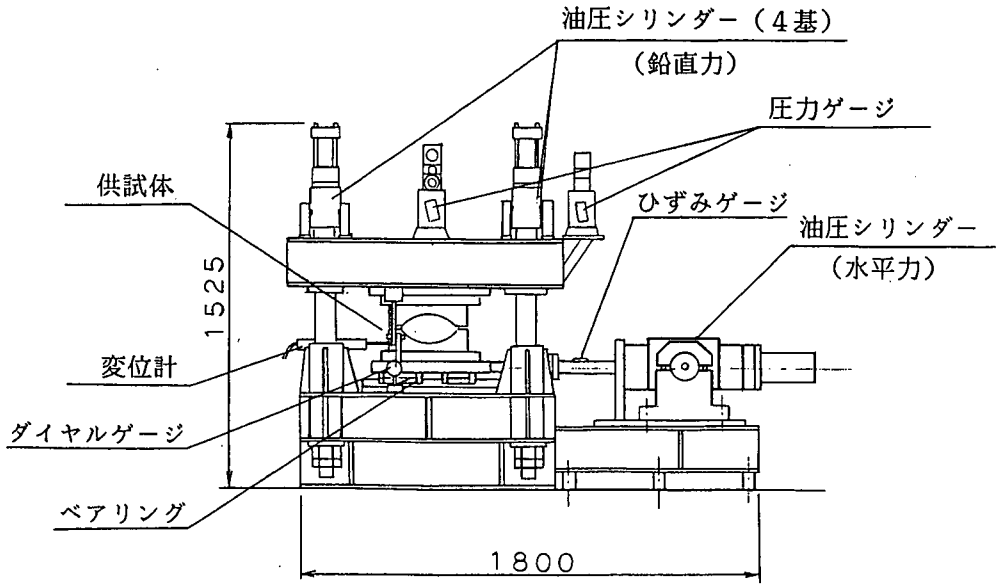


図－1.2.9.2　リンク支承供試体

ii)　試験機

試験機は、供試体の水平方向変位に伴い鉛直荷重が変化するが、一定の値を保持する制御方式とした。

供試体の水平移動部となる下沓の下面にはボールベアリング構造を設け、移動による摩擦力の発生を防止している。水平方向変位はリミットスイッチによりストローク制御している。試験機の概略を図－1.2.9.3に、また試験機の載荷能力を表－1.2.9.1に示す。

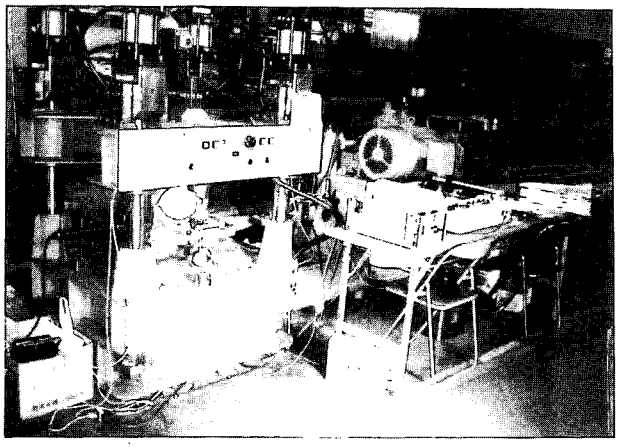


図－1.2.9.3　試　験　機

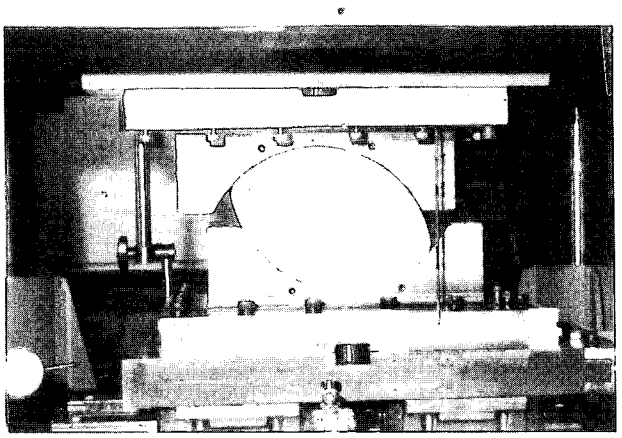
表－1.2.9.1　試験材の載荷能力

載荷方向	荷重容量	変　　位
鉛直方向	7～26tf	±30㎜
水平方向	0～　7tf	±50㎜

試験機及び供試体加力状況を、写真－1.2.9.1 及び写真－1.2.9.2 に示す。



写真－1.2.9.1　試　験　機



写真－1.2.9.2　供試体加力状況

(3) 回転板

回転板の材料は純ＰＴＦＥ板を用い、その基本性能は表－1.2.9.2 に示す通りである。

表－1.2.9.2　純ＰＴＦＥ板の特性

項　　目	単　位	測　定　条　件	特　性　値
比　　重	g/cm³	２５℃	２．１７
引　張　強　さ	kgf/cm²	ＪＩＳ　Ｋ　６８９１	３３０
伸　　び	％	ＪＩＳ　Ｋ　６８９１	３５０
圧　縮　強　さ	kgf/cm²	0.2%　オフセット ２４℃	*ＣＤ ７３
		１％　変形 ２４℃	ＣＤ ４４
		２５％　変形 ２４℃	ＣＤ ２８０
圧　縮　弾　性　率	kgf/cm²		ＣＤ ５．７×１０³
曲　げ　強　さ （弾　性　率）	kgf/cm²	ＡＳＴＭ　Ｄ－７９０	ＣＤ ３．５～６．３×１０³
圧縮クリープ 変　形　率	％	１４０kgf/cm² ２５℃，２４hrs.	ＭＤ ９．５
		７０kgf/cm² ２５℃，２４hrs.	ＭＤ ４．８
圧縮クリープ 永　久　変　形	％	１４０kgf/cm² ２５℃，２４hrs.	ＭＤ ７．０
		７０kgf/cm² ２５℃，２４hrs.	ＭＤ ４．６
硬　　度	ｼｮｱ- Ｄ		５８
摩擦係数（動）			０．２２
摩擦係数（静）			０．０４５
摩　耗　係　数	mm/km ――― kgf/cm²	65 hrs. 鈴木式 試験機による	２×１０⁻²

＊ＭＤは成形加工に平行方向、ＣＤは成形加工に直角方向

(4) 基本特性試験項目と条件

各試験項目と試験条件を表－1.2.9.3 に示す。

表－1.2.9.3　基本特性試験項目と条件

試験項目	鉛直力 (tf)	速度 (mm/sec)	変位 (mm)
変位依存性試験	7．456	4	±10 ±20 ±30 ±40
面圧依存性試験	7．456 11．472 15．488	4	±20
速度依存性試験	7．456	2 4 8 16	±20

各項目毎に水平載荷を繰返し、各サイクルのヒステリシスループから水平荷重と水平変位を求めた。測定方法は圧力ゲージとひずみゲージを併用し、キャリブレーションを行った後、ひずみゲージにより水平荷重を計測し、変位を変位計により計測した。又、鉛直方向はダイヤルゲージにより鉛直方向変位の確認を行い、圧力ゲージにより鉛直荷重を計測した。

(5) 試験結果

前項に示す各項目における実験結果を表－1.2.9.4 にまとめて示す。この結果を変位依存性、鉛直荷重依存性（回転板の面圧依存性）、速度依存性に類別し、その内容を以下に示す。

表－1.2.9.4 実 験 結 果

試 験 項 目	鉛直力*1 (tf)	速 度 (mm/sec)	変 位 (mm)	水 平 力 (tf) ①	②	③	④
変位依存性試験	7.456	4	±10	1.7	2.6	1.6	2.6
			±20	1.8	3.8	1.5	3.8
			±30	1.5	4.3	1.5	4.6
			±40	1.6	5.2	1.6	6.1
面圧依存性試験	7.456	4	±20	1.8	3.8	1.5	3.8
	11.472			2.8	4.8	2.5	5.1
	15.488			3.4	6.0	3.4	6.4
速度依存性試験	7.456	2	±20	1.6	3.4	1.6	3.6
		4		1.8	3.8	1.5	3.8
		8		2.2	3.9	1.9	3.9
		16		3.0	4.7	2.4	4.4

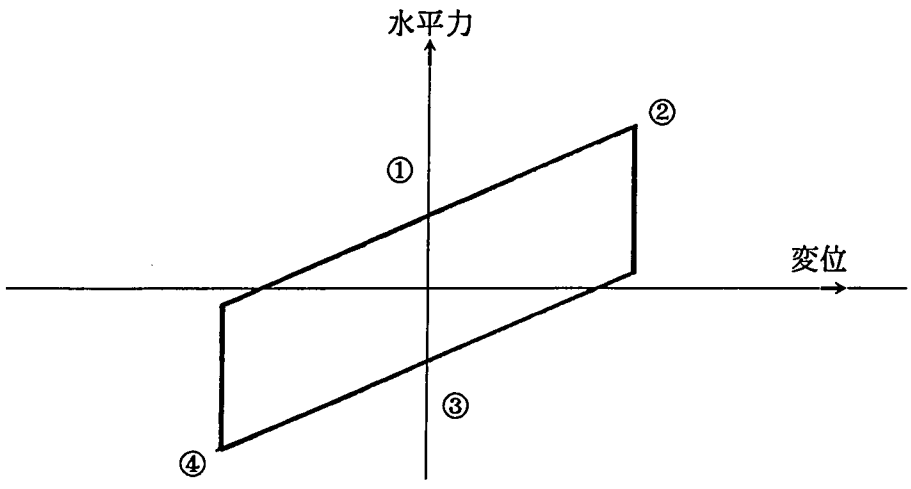
注）①～④は図－1.2.9.4 履歴曲線の各点に対応する。

*1 ： 鉛直力と面圧との関係

7.456tf → 35 kg/cm²

11.472tf → 55 kg/cm²

15.488tf → 75 kg/cm²

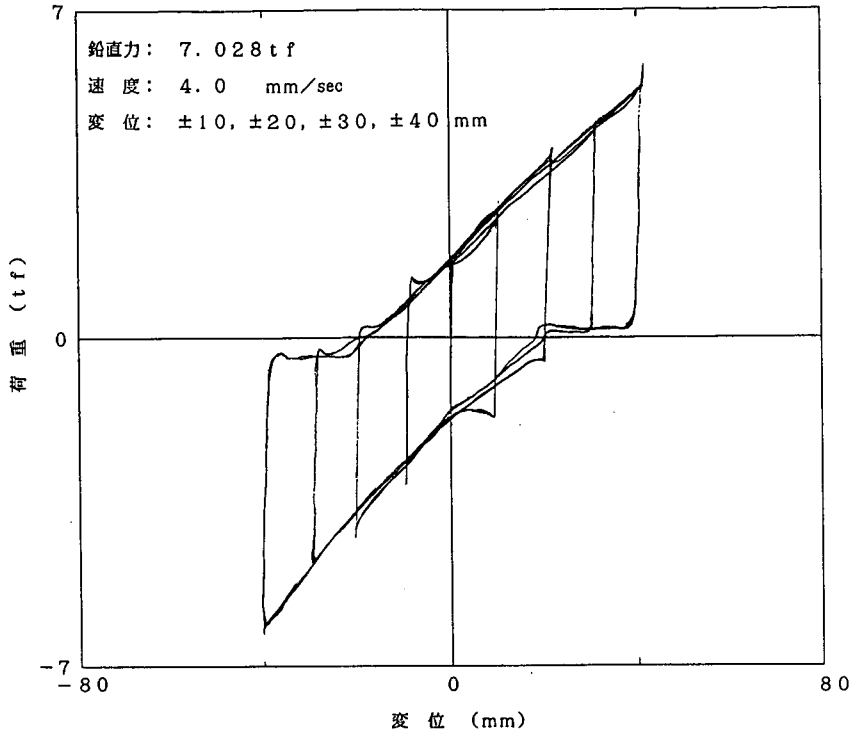


図－1.2.9.4 履 歴 曲 線

i) 変位依存性

鉛直荷重７．４５６ｔｆ（装置の自重を含む）、変位速度４㎜/secにおける変位±１０、±２０、±３０、±４０㎜について比較した。

図－1.2.9.5 に実験より得られた荷重－変位の履歴を示す。



図－1.2.9.5 荷重－変位の履歴曲線

これより得られた値を表－1.2.9.4 に示す。

表－1.2.9.4 変位依存性の実験結果

変位 (㎜)	① 点		② 点		③ 点		④ 点		平均摩擦角 (°)
	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	
±10	1.7	12.3	2.6	13.5	1.6	12.1	2.6	13.5	13.0
±20	1.8	13.6	3.8	15.5	1.5	11.4	3.8	15.5	14.0
±30	1.5	11.4	4.3	12.5	1.5	11.4	4.6	14.2	12.4
±40	1.6	12.1	5.2	11.5	1.6	12.1	6.1	15.7	12.8

摩擦角は、前回報告の関係式

$$H = V \times TAN \{ (\alpha \pm (\rho + \zeta) \} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1.2.9.1)$$

H　：　水平荷重

V　：　鉛直荷重

α　：　回転板回転角

$\rho + \zeta$　：　摩擦角

$$X = r \ (2 - C) \ Sin\alpha \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.2.9.2)$$

X　：　水平移動量

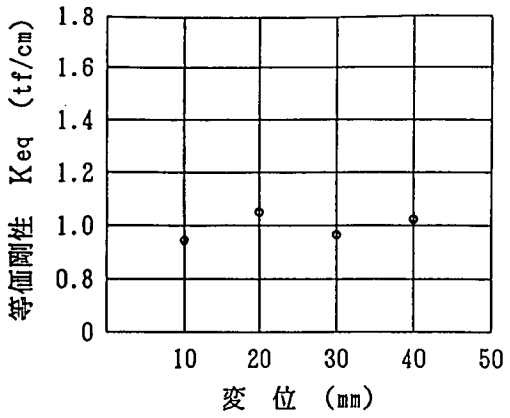
r　：　回転板曲率半径　（１２５㎜）

C　：　形状定数（T／r）　（１．２）

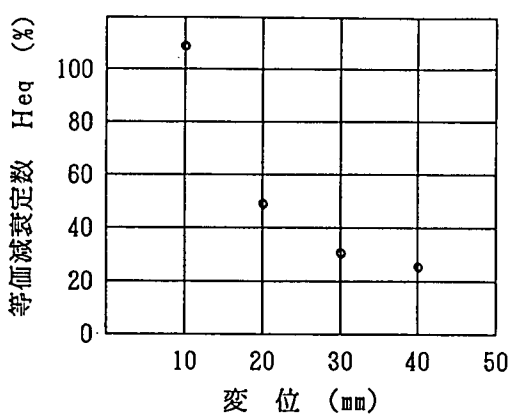
において、(1.2.9.2) よりαを求め、HとVの測定値より求めた。

表－1.2.9.4 より、変位量の増加に伴う水平荷重の増加傾向が表れているが（特に最大変位時）、変位０位置ではほぼ同一の値であり、変位による摩擦角の影響は少ないといえる。

等価剛性Ｋｅｑ、等価減衰定数Ｈｅｑの変化を図－1.2.9.6 、図－1.2.9.7 に示す。



図－1.2.9.6　Ｋｅｑの変位依存性



図－1.2.9.7　Ｈｅｑの変位依存性

等価剛性はほぼ一定の値（１．０）を示すが、等価減衰定数は変位に影響されることを示している。

ii) 鉛直荷重依存性

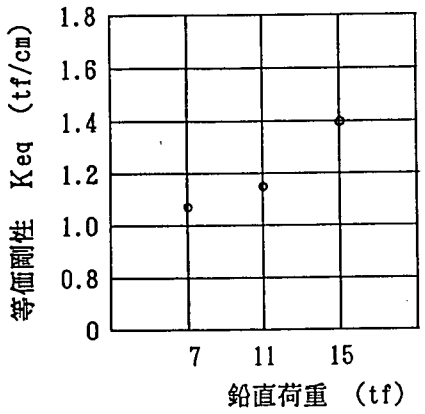
変位ストローク±２０㎜、変位速度４㎜/secにおける鉛直荷重７．４５６ｔｆ、１１．４７２ｔｆ、１５．４８８ｔｆについて比較した。実験結果を表－1.1.9.5 に示す。

表－1.2.9.5 鉛直荷重依存性の実験結果

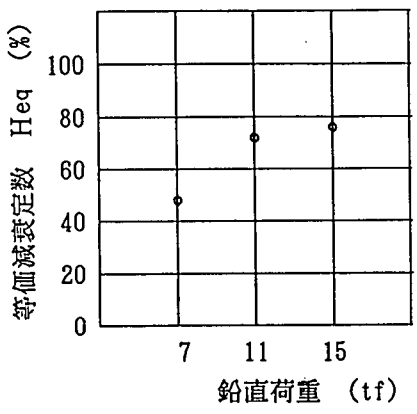
鉛直荷重 (tf)	① 点		② 点		③ 点		④ 点		平均摩擦角 (°)
	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	
7.456	1.8	13.6	3.8	15.5	1.5	11.4	3.8	15.5	14.0
11.472	2.8	13.7	4.8	11.2	2.5	12.3	5.1	12.4	12.4
15.488	3.4	12.4	6.0	9.6	3.4	12.4	6.4	10.9	11.3

鉛直荷重の増加に伴い摩擦角が若干低くなる傾向があるが、変動は極めて少なく、特に考慮を必要としない。

等価剛性Ｋｅｑ、等価減衰定数Ｈｅｑの変化を図－1.2.9.8 、図－1.2.9.9 に示す。



図－1.2.9.8 Keqの鉛直荷重依存性



図－1.2.9.9 Heqの鉛直荷重依存性

等価剛性，等価減衰定数共に鉛直力の増加に伴い増加する傾向にある。

iii) 速度依存性

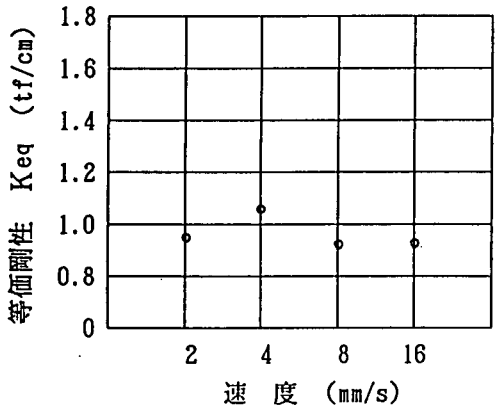
鉛直荷重７．４５６ｔｆ、変位ストローク±２０㎜における変位速度２㎜／sec、４㎜/sec、８㎜/sec、１６㎜/secについて比較した。実験結果を表－1.2.9.6 に示す。

表－1.2.9.6 速度依存性の実験結果

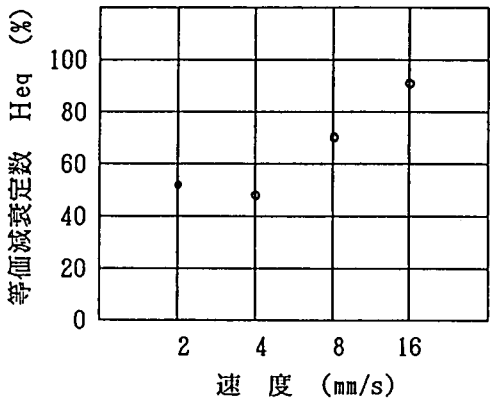
速度 (㎜/sec)	① 点		② 点		③ 点		④ 点		平均摩擦角 (°)
	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	水平力 (tf)	摩擦角 (°)	
2	1.6	12.1	3.4	13.0	1.6	12.1	3.6	14.2	12.9
4	1.8	13.6	3.8	15.5	1.5	11.4	3.8	15.5	14.0
8	2.2	16.4	3.9	16.1	1.9	14.3	3.9	16.1	15.7
16	3.0	21.9	4.7	20.7	2.4	17.9	4.4	19.0	19.9

摩擦角は変位速度に左右され、速度の増加に伴い摩擦角が増加している。

等価剛性Ｋｅｑ、等価減衰定数Ｈｅｑの変化を図－1.2.9.10、図－1.2.9.11に示す。



図－1.2.9.10 Ｋｅｑの速度依存性



図－1.2.9.11 Ｈｅｐの速度依存性

等価剛性はほぼ一定値（１．０）を示し、等価減衰定数は速度の増加に伴い増加する傾向が表れている。

(6) 考 察

a) 摩擦型（すべり）支承として予想した基本的な履歴曲線が確認された。

b) 等価剛性Ｋｅｑは、鉛直荷重に依在する。今回の条件では０．９～１．４(tf/cm)と予想されるが、これは回転板の半径と鉛直力によって変化する。

c) 等価減衰定数Ｈｅｑは、変位が小さい場合に大きな値を示し、設計目標とした１５％以上は期待できることを確認した。

d) 今後の課題

① 垂直方向の変位（水平変位４０㎜にて１３㎜変位する）の吸収方法

② 水平変位を大きく取れないことによる適用範囲の検討

③ 回転板（ＰＴＦＥ板）が大きくなると、一体品の制作が困難となる為、ＰＴＦＥ板の取り付けを考える。

④ 上沓の浮き上がり防止、橋軸方向のストッパーの検討

(7) 研究開発のまとめ

理論的な解析および基本特性実験より免震効果が確認できたが、実用化にあたっては、今後さらに検討を進めていく必要がある。

〈民側担当会社〉 株式会社 日 本 製 鋼 所

1.2.10　粘性ダンパー

(1) 開発の概要

本研究では、内圧型粘性ストッパーの構造を基本とし、免震橋梁用エネルギー吸収装置として機能させるために、充分な減衰性能を有した粘性ダンパーの実用化を目的とする。

平成元年度および平成2年度の研究成果は、以下の通りである。

① 橋梁用エネルギー吸収装置として要求される性能項目の設定

② 要求性能を達成するための粘性材料の選定

③ 実橋を想定した試設計

④ 実証試験による基本的な抵抗力特性の確認

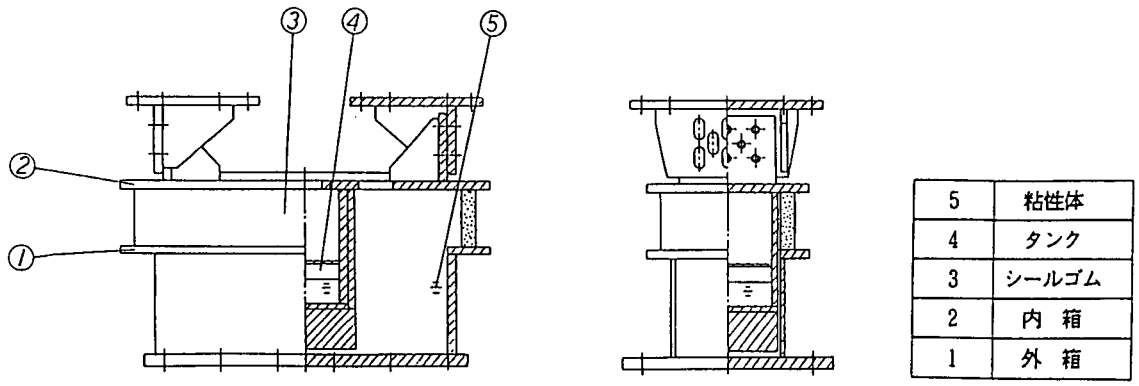
今年度は、過去2ヵ年の研究開発の成果を踏まえて、以下の事項を目的とした研究開発を行なった。

① 装置の構造を改良することによる減衰性能の向上（最大速度 50 Kineの入力に対して 20 tfの抵抗力を発生させることを目標とする）

② 減衰力特性の温度変化依存性の把握

(2) 構造の概要

図－1.2.10.1に粘性ダンパーの構造を示す。地震時に生じる上下部工の相対変位は、上部構造に固定される内箱が下部構造に埋込み固定される外箱中での移動として現れ、この時に生じる粘性体の流動抵抗によりエネルギー吸収を行う。内箱と外箱はともに水平変形可能なシールゴムを介して連結、内部には粘性材料が密封されており、従来のオイルダンパーと同様の機能を期待するとともに落橋防止構造を実現している。



図－1.2.10.1　粘性ダンパーの構造図

(3) 性能試験

I) 抵抗力特性

内圧型粘性ダンパーの抵抗力Fは、ダンパーの変形時に発生する内圧P，ダンパーの抵抗板面積Sに関する粘性抵抗力F_d、およびシールゴムが有する復元力F_eを用いて式（1.2.10.1）のように表される。

$$F = F_d + F_e$$
$$= P \cdot S + F_e \quad \text{---------- (1.2.10.1)}$$

本研究では、装置の粘性抵抗力に着目し以下の検討を行なった。

内圧Pについては、従来の内圧型ストッパーの特性を基本にして表すと式（1.2.10.2）のように表される。

$$P = k \cdot e^{-ft} \cdot v^n \quad \text{---------- (1.2.10.2)}$$

ここに、

k ： 粘性材料の種類および粘性ダンパーの形状寸法により決まる定数

e ： 自然対数

t ： 粘性体の温度

v ： 相対速度

f ： 粘性体の種類による温度変化に関する定数

n ： 粘性ダンパーの形状寸法および粘性体の種類により決まる定数

式（1.2.10.2）はさらに以下のようにあらわされる。

$$k = A(a\ell + b)^c \cdot S_e^d / (S_1^d + S_2^d) \quad \text{---------- (1.2.10.3)}$$

ここに、

A ： 粘性ダンパーの形式，形状および粘性体の種類により決まる定数

ℓ ： 粘性体流動部分の経路長さ

S_e ： 抵抗板有効面積

S_1 ： 粘性体流動部分の側面有効断面積

S_2 ： 粘性体流動部分の底面断面積

a，b： 粘性ダンパーの形状寸法により決まる定数

c，d： 粘性ダンパーの形状寸法，および粘性体の物性値により決まる定数

内箱と結合されているため、シールゴム上端部の相対速度は 0(Kine)となる。シールゴム部分の粘性体流動速度の分布が外箱部分と異なっていること、および、シールゴムのせん断変形に伴って粘性体の非流動部分が生じることから、シールゴム部分の面積は速度の変化に伴う内圧の変化には関与しない。従ってS_eおよびS_1はシールゴム高さ部分を除く面積とする。

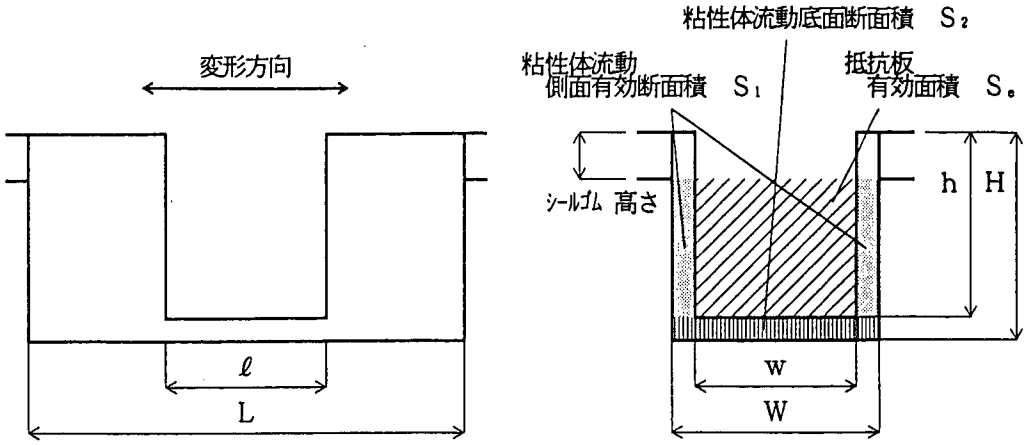
式（1.2.10.2），（1.2.10.3）を用いて式（1.2.10.1）を、粘性ダンパーの抵抗力特性の一般式として表したものが式(1.2.10.4)である。

$$F_d = A(a\ell + b)^c \cdot S \cdot S_e^d / (S_1^d + S_2^d) \cdot e^{-ft} \cdot v^n$$

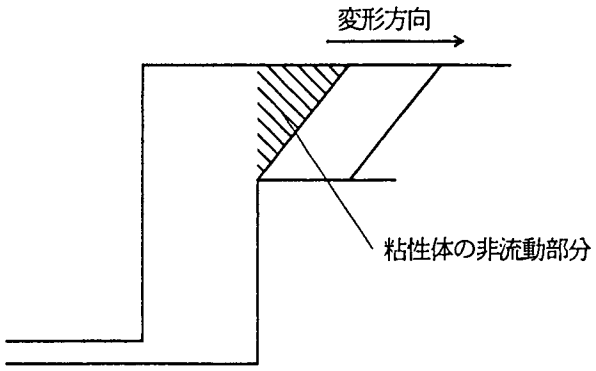
---------- (1.2.10.4)

式（1.2.10.3）における諸定数は実験により求められる。この式における諸定数は、粘性ダンパーの形状

による影響と使用される粘性体の物性による影響が含まれている。したがって、これらの定数を決定するには、同一の粘性体を使用しているダンパーの試験結果から求める必要がある。



図－1.2.10.2 粘性ダンパーのモデル図



図－1.2.10.3 シールゴムのせん断変形による非流動部の発生

Ⅱ）試験方法

a）供試体

減衰性能の向上を目的として、前年度使用した供試体に対し、抵抗板面積Sおよび粘性体の流動部面積S。をそれぞれ約50％増大させた。しかし、前年度の試験結果との比較を容易にするために、粘性体およびシールゴム寸法は前年度のものと同一とした。また、粘性の流動断面積に関する依存性を確認するために3種類の供試体を用意した。表―1.2.10.1に寸法諸元を示す。

表－1.2.10.1　粘性ダンパーの主要寸法

・外箱（全供試体共通）

外箱長さ　（L）	1000 mm
外箱幅　（W）	370 mm
外箱深さ*1　（H）	585 mm

*1) 外箱高さHは、シールゴム高さ(202 mm)を含めた数値

・内箱

	供試体①	供試体②	供試体③
内箱長さ　（ℓ）	350 mm	350 mm	350 mm
内箱幅　（w）	350 mm	360 mm	360 mm
内箱高さ　（h）	560 mm	560 mm	575 mm
抵抗板面積　（S）	1960 cm^2	2016 cm^2	2070 cm^2
粘性体流動面積　（S_1）	71 cm^2	36 cm^2	39 cm^2
粘性体流動面積　（S_2）	93 cm^2	93 cm^2	37 cm^2

b）抵抗力と加振速度の関係

表—1.2.10.1に示すように、供試体の寸法を変えているので、改めてダンパーの抵抗力と加振速度の関係を検証する。表－1.2.10.2に加振条件を示す。加振波形は正弦波とし、合計10サイクル加振し、特性値については２～10サイクルにおける値の平均を使用するものとする。また、試験時粘性体温度は20±３℃とした。計測項目は水平力，水平変移，内部粘性体圧力および加振テーブル加速度とした。供試体①～③の３種類の供試体について試験を行う。

表－1.2.10.2　速度依存性の試験条件

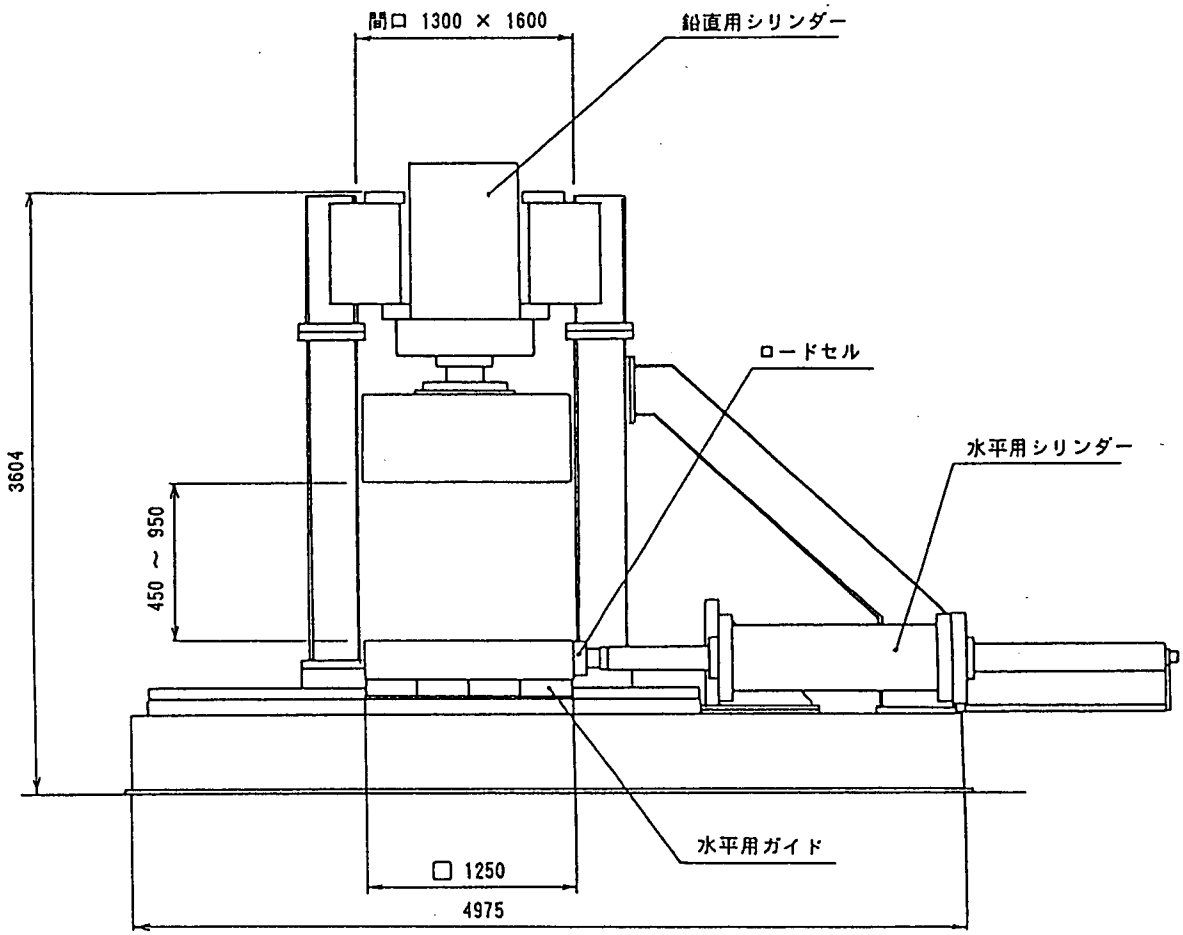
加振振幅	周波数	加振速度
100 mm	0.08 Hz	5 Kine
100 mm	0.16 Hz	10 Kine
100 mm	0.32 Hz	20 Kine
100 mm	0.48 Hz	30 Kine

c）抵抗力特性の温度依存性

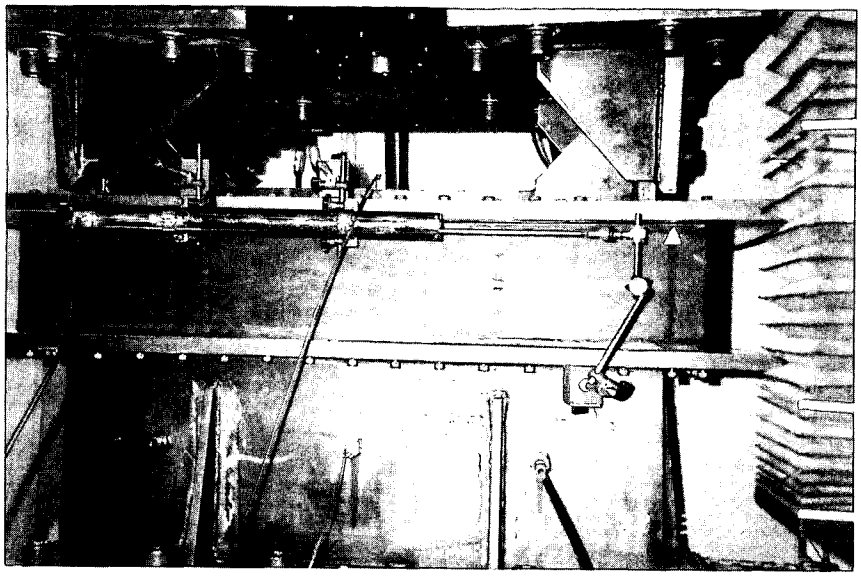
速度依存性試験では、粘性体温度が０±３℃，40±３℃の２種類に対して、加振速度　5 Kineと 30 Kine の２ケースとした。供試体①を使用する。

試験に使用した試験装置を図－1.2.10.4に示す。

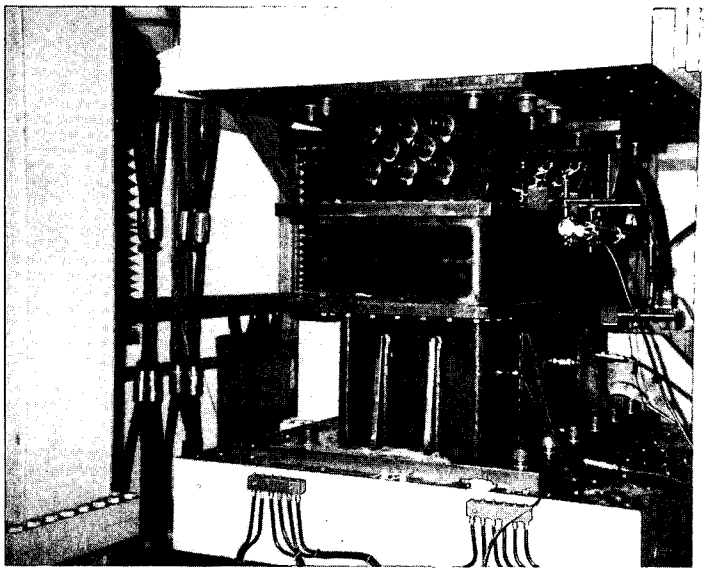
写真－1.2.10.1～1.2.10.4に試験時の状況を示す。



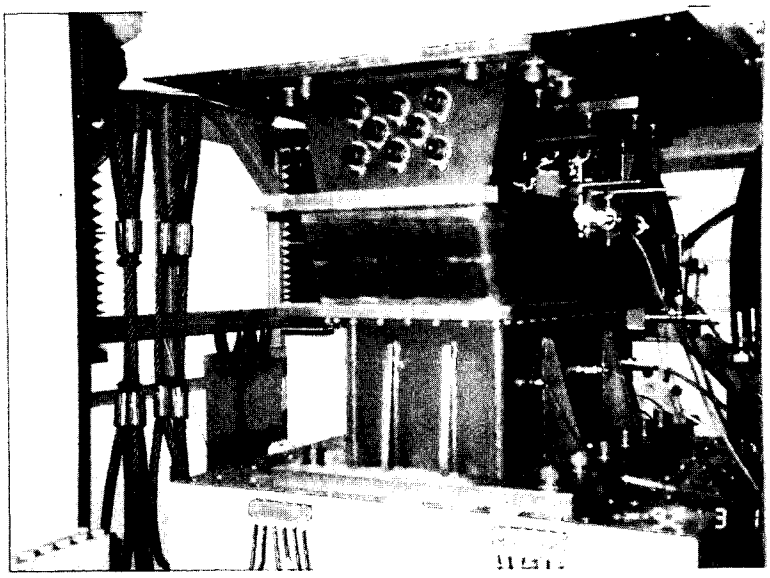
図－1.2.10.4　試験装置



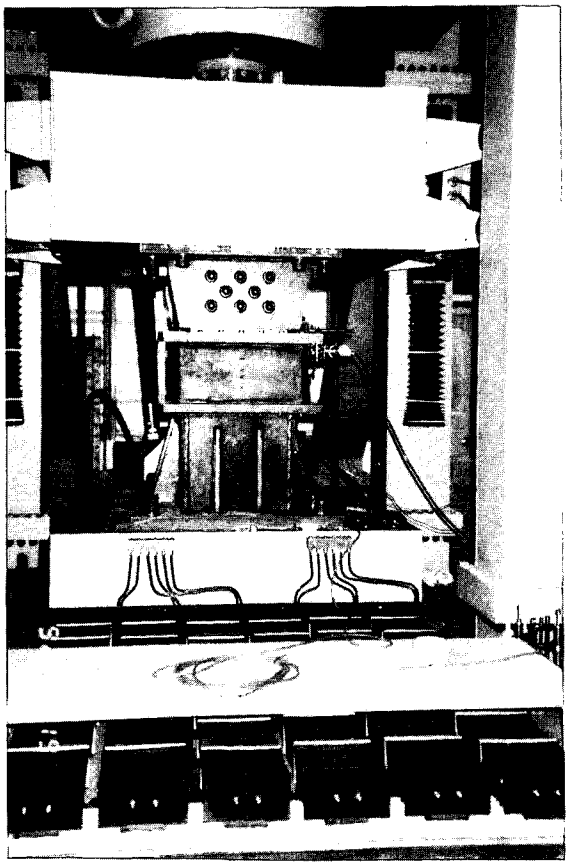
写真－1.2.10.1 試験状況（A）



写真－1.2.10.2　試験状況（B）



写真－1.2.10.3 試験状況（C）



写真－1.2.10.4 試験状況（D）

Ⅲ）試験結果

試験結果は、以下の通りである。

図―1.2.10.5　温度＋20℃、加振速度 5kineにおける履歴曲線（供試体①）

図―1.2.10.6　温度＋20℃、加振速度10kineにおける履歴曲線（供試体①）

図―1.2.10.7　温度＋20℃、加振速度20kineにおける履歴曲線（供試体①）

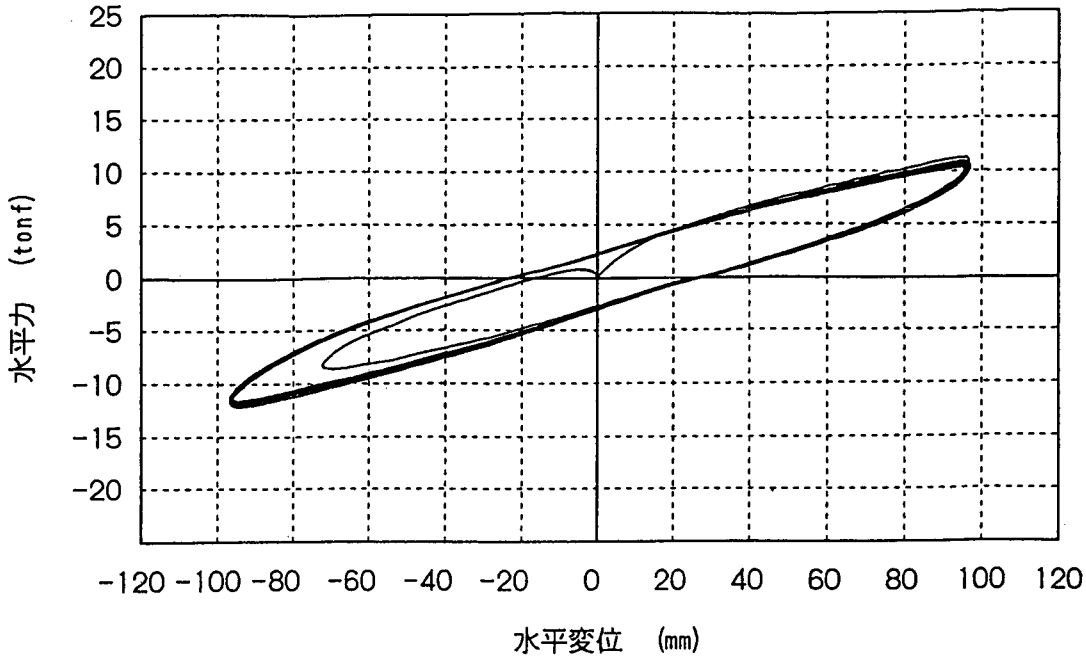
図―1.2.10.8　温度＋20℃、加振速度30kineにおける履歴曲線（供試体①）

図―1.2.10.9　抵抗力―内圧特性

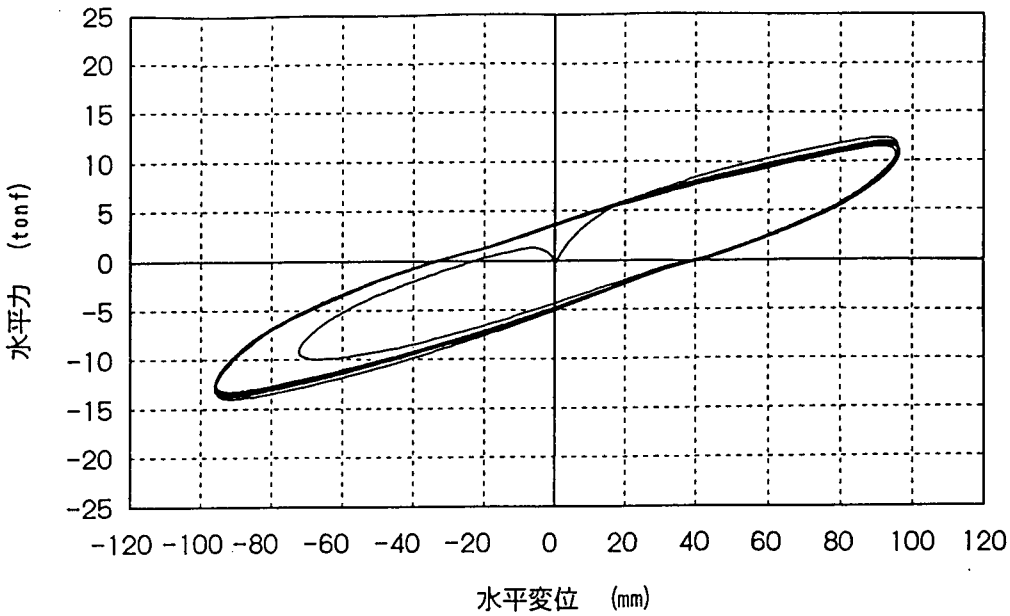
図―1.2.10.10　粘性体の内圧の変化

図―1.2.10.11　抵抗力―速度特性①　（粘性体流動断面の変化）

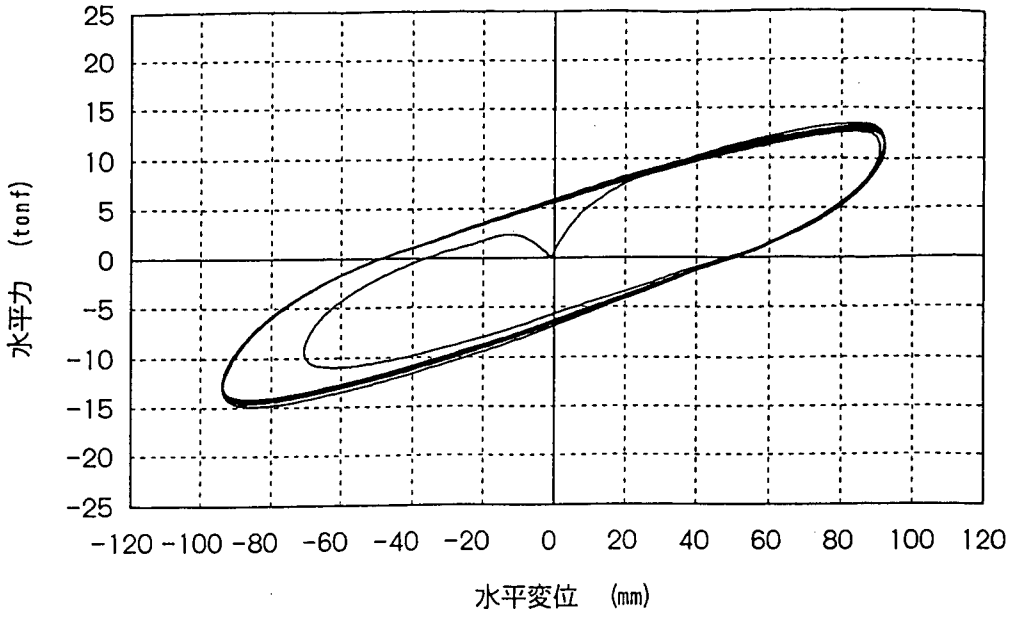
図―1.2.10.12　抵抗力―速度特性②　（粘性体温度の変化）



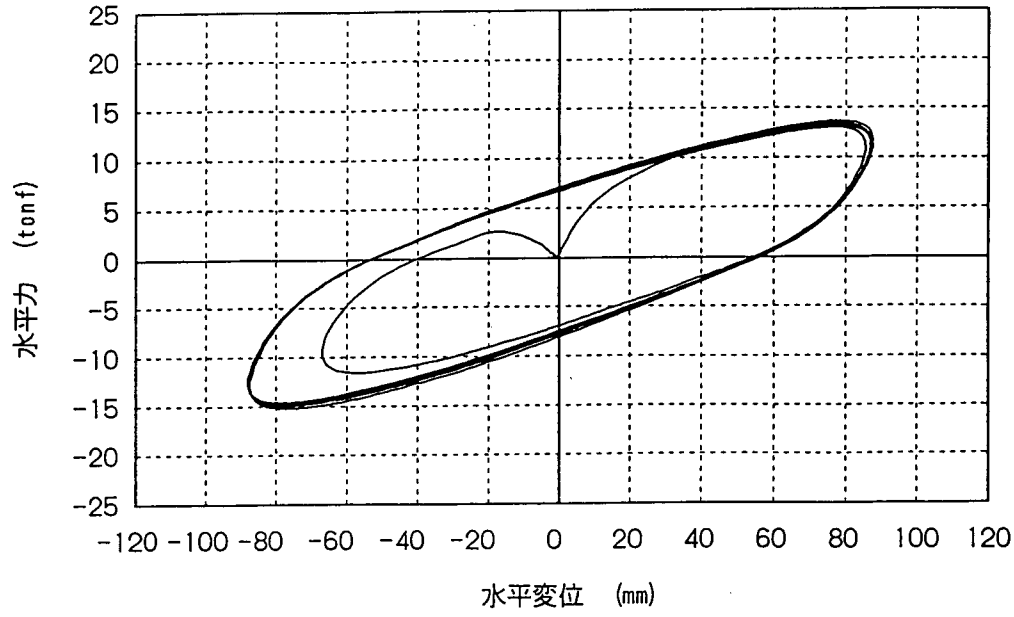
図－1.2.10.5　温度＋20℃、加振速度 5kineにおける履歴曲線（供試体①）



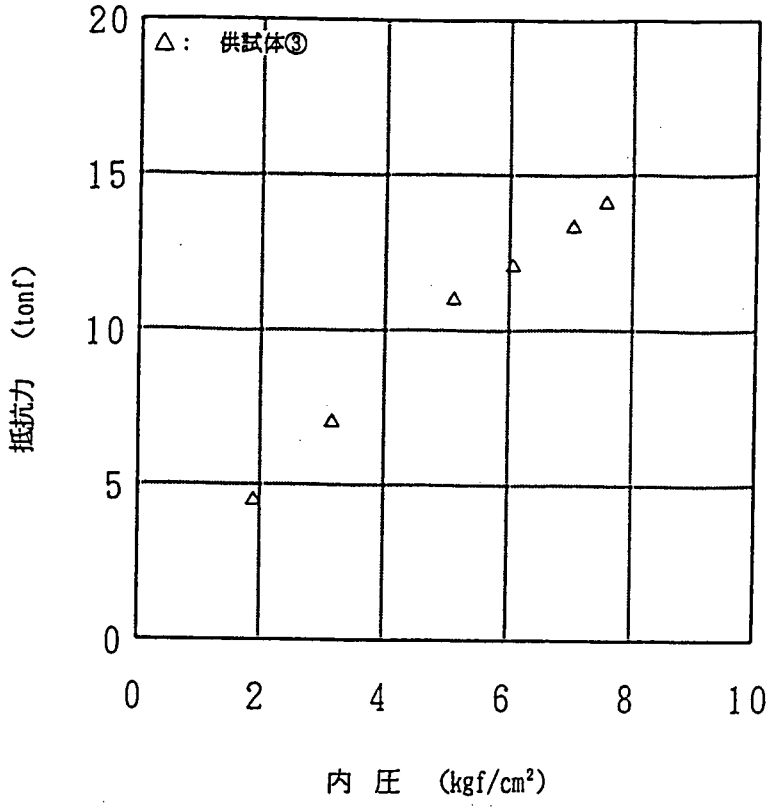
図－1.2.10.6　温度＋20℃、加振速度10kineにおける履歴曲線（供試体①）



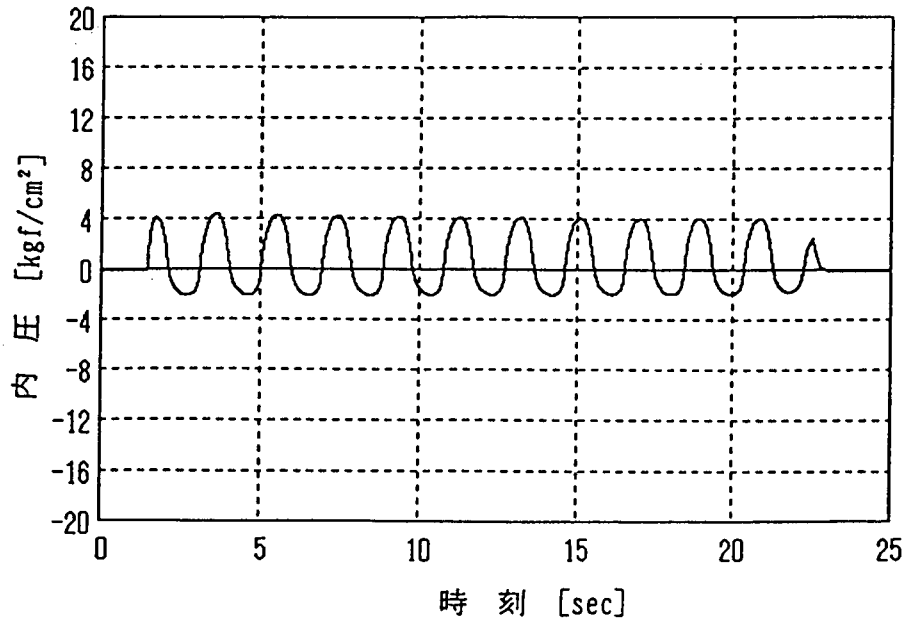
図－1.2.10.7　温度＋20℃、加振速度20kineにおける履歴曲線（供試体①）



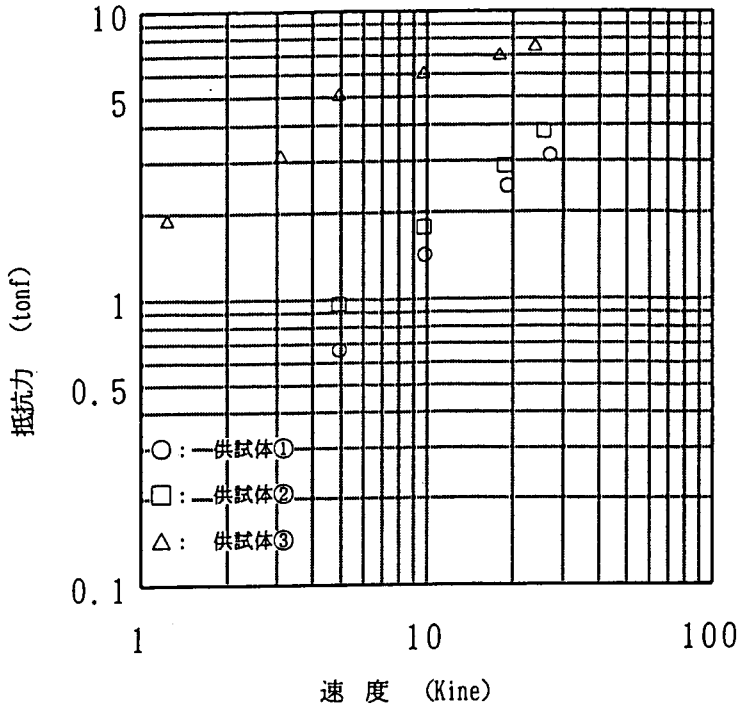
図－1.2.10.8　温度＋20℃、加振速度30kineにおける履歴曲線（供試体①）



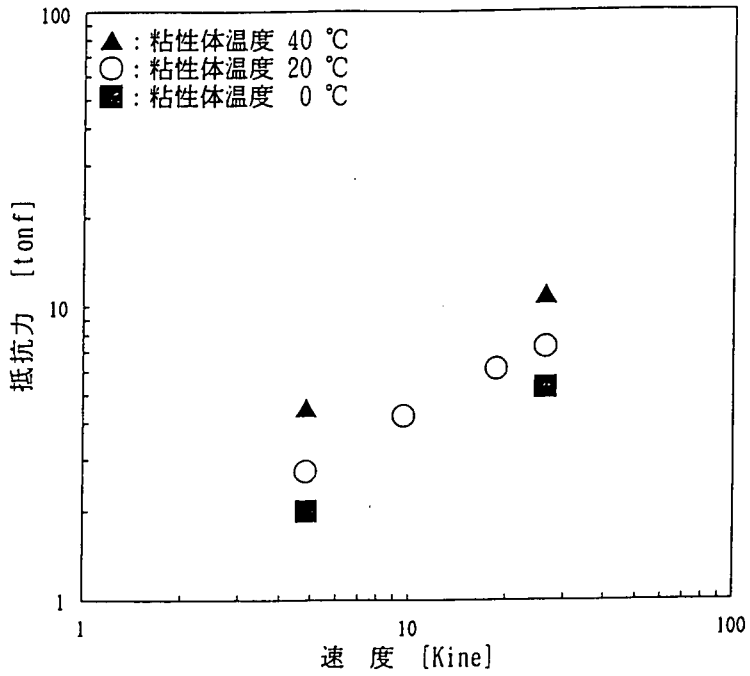
図－1.2.10.9　抵抗力―内圧特性



図－1.2.10.10　粘性体の内圧の変化



図－1.2.10.11　抵抗力―速度特性①　（粘性体流動断面の変化）



図－1.2.10.12　抵抗力―速度特性②　（粘性体温度の変化）

(4) 考　察

一連の試験結果より、式(1.2.10.3)の定数は、以下のように算定される。

$A = 1.1 \times 10^{-3}$

$a = 1.0$

$b = 0.1$

$c = 0.5$

$d = -1.0$

$f = -0.03$

$n = 0.5$

これらの結果から、粘性ダンパーの粘性抵抗力式は、次式のように表すことができる。

$$F_d = 1.1\times10^{-3} \cdot (\ell + 0.1)^{0.5} \ S \cdot S_e^{\,2} / (S_1^{\,2} + S_2^{\,2}) \ e^{-0.03t} \ v^{0.5}$$

---------- (1.2.10.5)

本装置に生じる抵抗力は速度に依存する粘性抵抗力F_dと、変位に依存するシールゴムの復元力F_eとの組合せとなる。

(5) まとめ

免震橋梁の減衰装置として使用される粘性ダンパーの研究開発を行なった。3か年の研究成果は、以下の通りである。

① シリコーンオイルを使用した粘性ダンパーの抵抗力特性として、次式を得た。

$$F_d = 1.1\times10^{-3} \cdot (\ell + 0.1)^{0.5} \ S \cdot S_e^{\,2} / (S_1^{\,2} + S_2^{\,2}) \ e^{-0.03t} \ v^{0.5}$$

ここに、

F_d ： 粘性ダンパーの抵抗力（tf）

ℓ ： 粘性体の流動部の橋軸方向の幅（cm）

S ： 抵抗板面積（cm^2）

S_e ： 抵抗板有効面積（cm^2）

S_1 ： 粘性体の側面流動部有効断面積（cm^2）

S_2 ： 粘性体の底面流動部断面積（cm^2）

e ： 自然対数

t ： 粘性体温度（℃）

v ： 上下部構造の相対速度（cm/sec）

② 図―1.2.10.5から図―1.2.10.8に示されるように、繰返し回数による抵抗力の変化は、無視しうるほど小さく、極めて安定していることが確認できた。

＜民側担当会社＞　オイレス工業株式会社

1.3　実証試験方法の開発

1.3.1　開発の概要

橋梁に使用される免震装置は、常に荷重の変動、温度変化等の環境変化、くり返し載荷等の影響を受けており、その特性は条件の変化の影響により必ずしも一定ではない。しかし、免震装置は、免震設計の重要な要素となるものであるから、設計で設定した特性が確実に発揮できるものでなければならない。このような観点から、3.3 章「免震装置の設計方法に関する研究」では、免震装置に要求される動的および静的特性、免震装置の特性に影響を与える外的条件等の検討が行なわれた（詳細は「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」第4章・免震装置の設計―参照）。本研究では、3.3 章「免震装置の設計方法に関する研究」の成果を踏まえて、免震装置の性能確認試験方法とこれに基づく性能の判定基準の検討を行なった。免震装置の性能の判定基準の検討では、平成2年度に行なった「一斉共通実験」の実験成果も参考にし、判定基準が実状とかけ離れたものにならないように、また将来の新しい技術開発の妨げにならないような配慮を行なった。
この研究成果は、「道路橋の免震設計法マニュアル（案）第7章・免震装置の性能確認試験方法」としてまとめたので、ここではその概要のみを示すものとする。

1.3.2 動的特性の評価方法

免震装置の動的特性を確認するために、以下の試験を行なうものとした。

(1)　設計に用いた等価剛性および等価減衰定数を確認するための試験
(2)　地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B による50回の正負連続くり返し載荷試験
(3)　免震装置に生じる残留変位を確認するための試験
(4)　常時荷重の変動、温度変化等の環境条件に対する免震装置の安定性を確認するための試験（必要に応じ、以下の項目に関する試験を行なう）

a) くり返し載荷に対する安定性
b) 履歴経験に対する安定性
c) 支圧応力度の変化に対する安定性
d) 変形速度の変化に対する安定性
e) 静的予変位に対する安定性
f) 温度変化に対する安定性

1.3.3　動的特性の確認試験方法の検討

免震装置をその反力発生機構に基づき、以下の3種類に分類し、それぞれの種類ごとに試験方法を示した。

a) 変位依存型免震装置

b) 摩擦型免震装置

c) 速度依存型免震装置

変位依存型免震装置および摩擦型免震装置の場合には、免震装置の等価剛性および等価減衰定数が、摩擦型免震装置の場合には免震装置の等価摩擦係数が、また、速度依存型免震装置の場合には免震装置の等価粘性係数が、それぞれ免震設計に用いた免震装置の特性値の原則として±10%以内に収まっていることを確認するための試験法を示した。

試験条件としては、一般の使用温度（+20℃）を規定し、免震装置の支圧応力度に相当する鉛直荷重を与えるものとした。したがって、寒冷地向けの免震装置の試験に際しては、実状に合わせて試験温度を設定するものとした。また、ダンパーとアイソレーターが別になっている免震装置において、両者の力学的な分担が明確な場合には、その機能に応じて鉛直荷重を分担させて試験するものとした。

免震装置に作用させる水平変位は、免震装置の有効設計変位（「道路橋の免震設計マニュアル（案）3.4.1参照）に相当する変位とした。これは、免震設計では有効設計変位に相当する変位を用いて免震装置の等価剛性および等価減衰定数を定めているためである。また、くり返し荷重の振動数は、設計された橋の固有周期に相当する振動数としたが、これも固有周期で振動する免震橋に用いられた免震装置に作用する振動数を想定したためである。

免震装置の中には、等価剛性および等価減衰定数が一定値に落ち着くためにある回数だけくり返して変形させる必要があるものがある。このため、上記条件で10回の正負くり返し載荷を行ない、くり返し回数を作用させ始めた初期の部分を除き、4回目から10回目までのグループの履歴曲線から免震装置の特性値を定めることとした。

1.3.4 まとめ

今年度は、平成元年度から3年度にわたる「免震装置の実証試験方法に関する研究」の研究成果を整理・体系化し、「道路橋の免震設計法マニュアル（案）第7章」にまとめた。このマニュアル（案）の免震装置の実証試験方法に関する規定の特徴を整理すると以下の通りである。

(1) 免震装置をその反力発生機構に基づき3種類に分類し、それぞれの種類ごとに具体的な試験方法を示した。

(2) 免震装置が使用される一般的な荷重条件および環境条件を明確にし、それぞれの条件化における免震装置の特性の安定性を検証するための指標を示した。

(3) 温度変化による常時くり返し変位に対する免震装置の耐久性確認試験法を示した。

(4) 温度変化等による緩速変位に対する免震装置の反力特性および免震装置（ゴム系）のクリープ特性など静的な特性の確認試験方法を示した。

＜担当民間会社＞　西松建設㈱、大成建設㈱、東京ファブリック工業㈱、日本鋼管㈱、日本鋳造㈱、㈱日本製鋼所、オイレス工業㈱、横浜ゴム㈱、東洋ゴム工業㈱、㈱ブリヂストン、㈱ビー・ビー・エム、昭和電線電纜㈱

第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

2.1　免震橋用の伸縮装置の開発

2.1.1　免震橋用の伸縮装置（その１）

(1) 平成３年度の研究成果の概要

昨年度におけるノックオフ装置模型の静的・動的実験結果から、ノックオフが滑動する時の抵抗荷重は載荷速度により大きく変化することがわかった。この原因はノックオフ裏込め部におけるアスファルト舗装の変形係数が速度依存性を持つことによるものと考えられる。そこで今年度は①アスファルト舗装の変形係数に関する文献調査、②実験結果を基にした設計法，施工法の提案、③ノックオフ本体，裏込め部の修復方法等の検討を実施した。

この結果、以下の成果を得た。

① アスファルト舗装の変形係数は荷重の載荷速度と温度によって大きく変化する。文献によれば、高温状態で載荷時間が長い場合の変形係数E_aは低温状態で載荷時間が短い場合の1/300程度である。したがって、設計時における変形係数は想定される最大の値（$E_a=2.8\times10^4 kgf/cm^2$）を用いることとした。

② 模型実験の大きさでノックオフ部、アスファルト舗装、砕石をブロックに分け、それぞれのつり合い式からノックオフ滑動時の抵抗荷重を算出すると、ほぼ実験値を満足する結果が得られた。この場合ノックオフ部の抵抗荷重を小さくするため、アスファルト舗装に対しては地盤のすべり面が地表に現れる付近に切欠きを設ける必要がある。

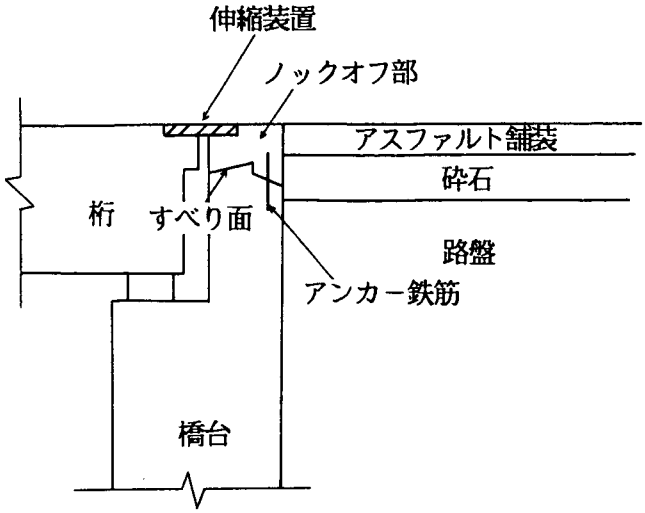
ノックオフ部のすべり面には、ノックオフ部が所定のすべり抵抗力で滑動するように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要である。すべり面から水が浸透してくるため、アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や、ステンレス製の鉄筋を用いる。アンカー鉄筋の周辺のコンクリートは引き抜き力のため一部が破壊する。このため裏込め側のアンカー鉄筋の根入れ部にはひび割れ防止の鉄筋を配しておく必要がある。

③ ノックオフ部が移動し、裏込め地盤が破壊するように設計しておくと、橋台本体には被害を及ぼさないため、地震災害直後は応急復旧対策として覆工板を敷くこと等で交通を確保できるものと考えられる。なお、ノックオフ部自体は改めて作り直す必要がある。

裏込め地盤は受働破壊面ですべるため、この範囲の地盤を掘り起こし再度突き固めることにより、容易に復旧できるものと考えられる。また、アスファルト舗装は切欠き部の上へそのまま移動すると考えられるため、この範囲の部分を再度施工すればよいものと考えられる。

(2) 装置の構造概要

ノックオフ装置は図－2.1.1に示すように、桁が衝突した時に裏込め地盤の方へ移動するノックオフ部と、輪荷重が伸縮装置に作用する時のノックオフの回転に対して抵抗するアンカー鉄筋とにより構成されている。

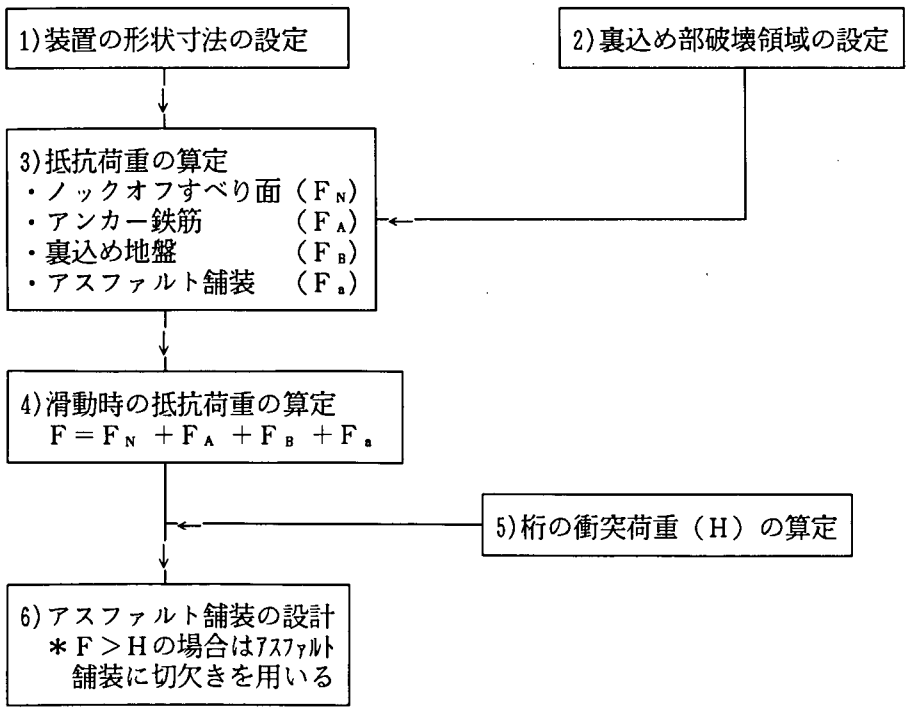


図－2.1.1　ノックオフ装置の概要

(3) 装置の設計法，施工法

①装置の設計法

桁がノックオフ装置に衝突した場合、装置が滑動する際に抵抗する要素としてはノックオフすべり面，アンカー鉄筋，裏込め地盤等が考えられる。このため、３つの抵抗荷重についてそれぞれ算出し、加算したものを滑動する時の抵抗荷重とする。設計法の流れを以下に示す。

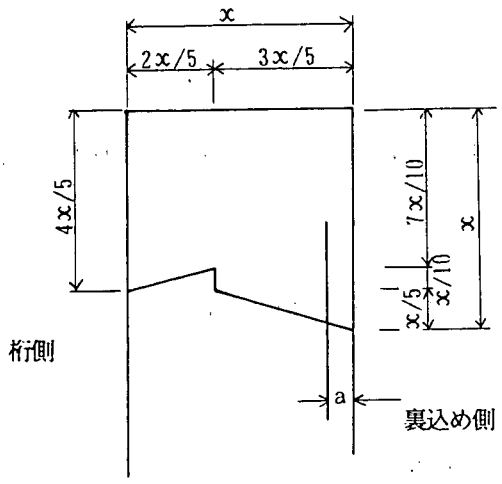


1)装置の形状寸法の設定法

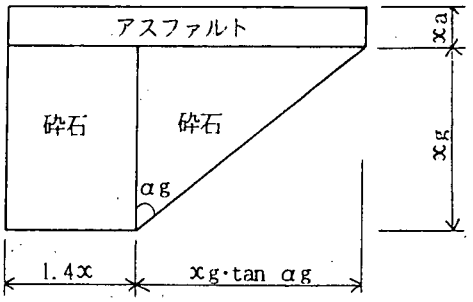
装置の形状寸法の1例を図－2.1.2に示す。すべり面中央付近にはノックオフ部が桁側にすべり出すのを防ぐための突起を付けている。突起の両側に傾斜を付けたのはノックオフ部の安定と水の滞留を防ぐためのものである。

2)裏込め部における破壊領域の設定

裏込め部における破壊領域の設定を図－2.1.3に示す。この時、ϕは砕石の摩擦角α_gとし、すべり角$\alpha_g=45^\circ+\phi/2$とする。



図－2.1.2 ノックオフ装置の寸法



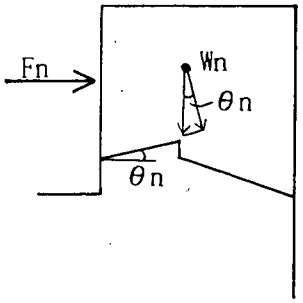
図－2.1.3 破壊領域の設定

3)ノックオフ装置の抵抗荷重の算定

a) ノックオフすべり面の抵抗荷重

右図に示すノックオフ滑動時のつり合い条件より抵抗荷重（F_{n1})は次式となる。

$$F_{n1}=\frac{W_n(\sin\theta_n+\mu_s\cos\theta_n)}{\cos\theta_n-\mu_s\sin\theta_n} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2.1.1)$$



ここに、

μ_s ：コンクリートの摩擦係数（実験より$\mu_s=0.2$)

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重は以下のとおりである。

$$F_n=F_{n1}\times B \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2.1.2)$$

b) アンカー鉄筋による抵抗荷重

・アンカー鉄筋の必要断面積の算定

橋台とノックオフ部は、アンカー鉄筋により接続するが、このアンカー鉄筋は伸縮装置に衝撃を100%加味した輪荷重を載荷した時の引抜きと制動荷重に対して設計する。つまり、パラペット前面位置回りの回転を考え、アンカー鉄筋の必要断面積を算出する。

$$A_{sn}=\frac{P\cdot\ell+H\cdot e}{d\cdot\sigma_{sa}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2.1.3)$$

ここに、

A_{sn}：アンカー鉄筋の必要断面積

P　：輪荷重

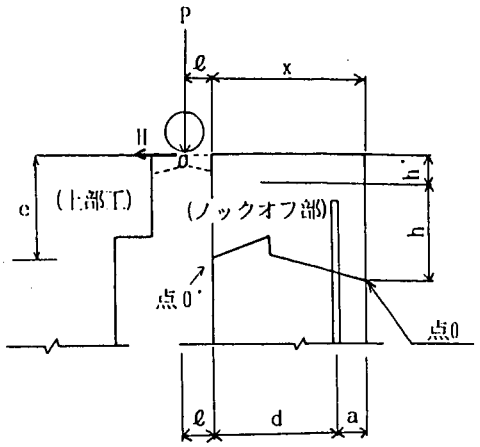
H　：制動荷重(=P×0.1:衝撃は考慮しない)

ℓ　：パラペット前面から輪荷重作用位置までの距離

d　：パラペット前面からアンカー鉄筋までの距離

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度

e　：橋面上から点0'までの距離



なお、アンカー鉄筋の必要断面積A_{sn}は輪荷重の載荷幅および輪荷重のアンカー鉄筋作用位置まで荷重分散幅を考慮して配置する。

・鉄筋量（A_s)の算定

1m当たりのアンカー鉄筋による断面積A_sは下式を満足しなければならない。

$A_s \geqq A_{sn}$／（輪荷重幅＋荷重分散幅）

・アンカー鉄筋による抵抗荷重の算定

このアンカー鉄筋の降伏点応力度をσ_{sy}とした時、点0回りの回転を考えることにより、アンカー鉄筋の抵抗荷重（F_{A1}）は次式となる。

$$F_{A1}=\frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot a}{h} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2.1.4)$$

ここに、

A_s　：1m当たりのアンカー鉄筋の断面積

σ_{sy}：アンカー鉄筋の降伏点応力度

a　：アンカー鉄筋のかぶり

h　：伸縮装置の位置からすべり面までの距離

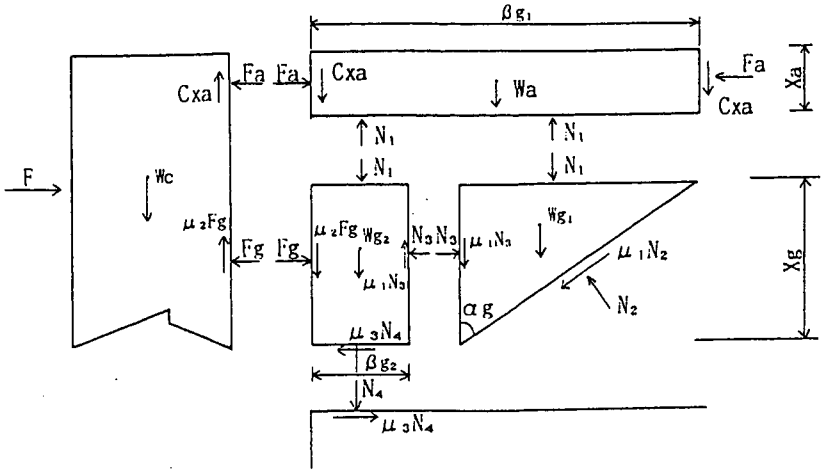
ただし、ノックオフ部内のアンカー鉄筋の付着力F_tが$A_s\sigma_{sy}$より小さい場合は$F_{A1}=F_t \cdot a/h$となる。

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重は以下のとおりである。

$$F_A = F_{A1} \times B \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2.1.5)$$

c）裏込め地盤の抵抗荷重

裏込め地盤の抵抗荷重はノックオフ部、アスファルト舗装、砕石のブロックにわけ、設定した破壊領域を考慮してそれぞれのつり合い式より算定する。



ここに、

W_n:ノックオフ部の重量　　α_g:砕石のすべり角

W_a:アスファルト舗装の重量　　μ_1:砕石と砕石の摩擦係数

W_{g1}, W_{g2}:砕石の重量　　μ_2:砕石とｺﾝｸﾘｰﾄの摩擦係数

r_a:アスファルト舗装の密度　　C :ｱｽﾌｧﾙﾄの粘着力

r_g:砕石の密度　　E_a:ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装の変形係数

ϕ :砕石の摩擦角　　E_g:砕石の変形係数

図－2.1.4　ノックオフ，アスファルト舗装，砕石のつり合い条件

裏込め地盤の抵抗荷重は(2.1.6) 式より算出する。

$$F_B = F_a + F_g \qquad \cdots\cdots(2.1.6)$$

ここで　F_a , F_g は以下のようになる。

・砕石（W_{g2}部分）のつり合いより

水平　$F_g = N_3 + \mu_1 N_4$

鉛直　$u_2 F_g = \mu_1 N_3 + N_4 - W_{g2}$

$$\therefore \quad F_g = \frac{N_3 + \mu_1 w_{g2}}{1 - \mu_1 \mu_2} \qquad \cdots\cdots(2.1.7)$$

・砕石（W_{g1}部分）のつり合いより

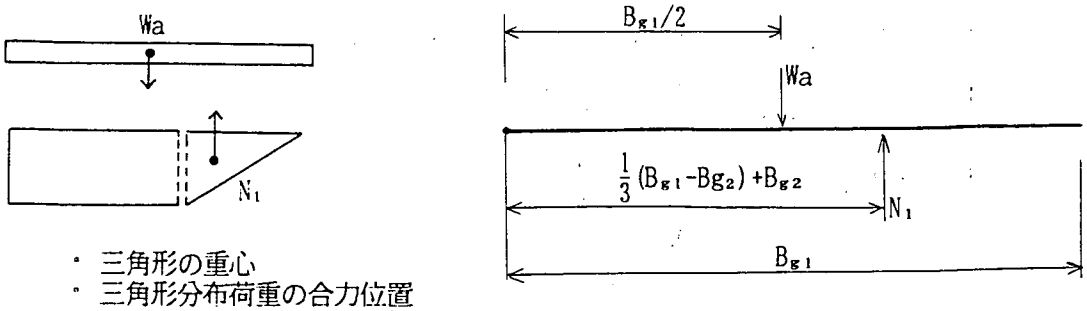
水平　$N_3 = \mu_1 N_2 \sin \alpha_g + N_2 \cos \alpha_g$

鉛直　$0 = -N_1 - W_{g1} - \mu_2 N_2 \cos \alpha_g + N_2 \sin \alpha_g$

$$N_3 = \frac{-(N_1 + W_{g1})}{K} \qquad \cdots\cdots(2.1.8)$$

ただし　$K=\dfrac{\mu_1 \cos \alpha_g - \sin \alpha_g}{\mu_1 \sin \alpha_g + \cos \alpha_g}$

・砕石とアスファルト舗装のつり合いより



・三角形の重心
・三角形分布荷重の合力位置

$$\frac{B_{g1} \cdot w_a}{2} = \left[\frac{1}{3}(B_{g1} - B_{g2}) + B_{g2}\right] N_1$$

$$\therefore\ N_1 = \frac{B_{g1} \cdot W_a}{2} \times \frac{3}{B_{g1} + 2B_{g2}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (2.1.9)$$

d)アスファルト舗装の抵抗荷重

・弾性床上の梁の座屈理論解より

$$F_{a1} = 2\sqrt{EI \cdot k} \qquad \cdots\cdots\cdots (2.1.10)$$

ここに、E：アスファルト舗装の変形係数

I：　〃　　断面２次モーメント

k：弾性床のバネ定数で、当面５ton/m²とする。

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重（F_a）は以下の通りである。

$$F_a = F_{a1} \times B \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2.1.11)$$

kの値は実験結果に適合するように定めた値であるが、実験例も少なく物理的意味付けも明確でない。したがって、実際の適用に当たってはアスファルト舗装の水平座屈実験を行って決定するのが望ましい。当面の設計上の対応としては後述の座屈誘発目地を設け、アスファルト舗装が所定の荷重で確実に座屈するようにする。

・座屈長（ℓ_B）は次式により求める。

$$\ell_B = 2\sqrt{\frac{2EI}{F_{a1}}} \qquad \cdots\cdots\cdots (2.1.12)$$

e)滑動時の全抵抗荷重（F）の算定

滑動時の全抵抗荷重（F）は、ノックオフすべり面、アンカー鉄筋、裏込め部とアスファルト舗装における抵抗荷重の合計とする。

$$F = F_N + F_A + F_B + F_a \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2.1.13)$$

5)桁の衝突荷重（H）の算定

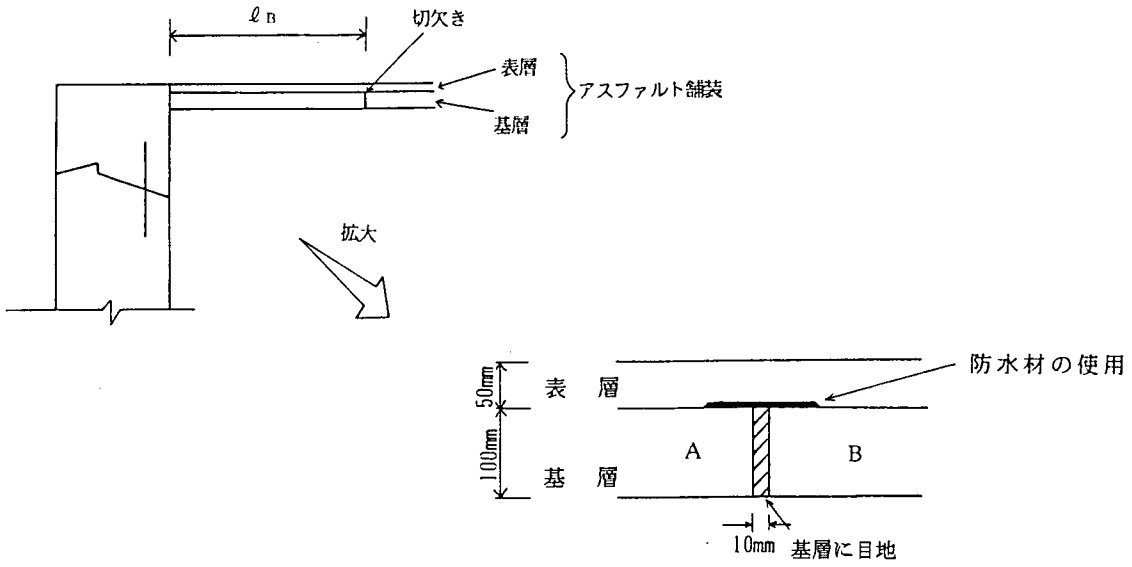
桁の衝突荷重（H）は橋台に接するスパンの桁の総重量とする。

6)アスファルト舗装の設計

アスファルト舗装要綱を参照する。ただし、F＞Hの場合は、図－2.1.5 に示すような切欠きを用いる。裏込め部にアスファルト舗装がある場合の滑り抵抗力は、地盤の受働土圧に加えて舗装の強度が加わるため、桁の衝突荷重よりも大きくなることも考えられる。そのような場合にはアスファルト舗装が破壊する付近に図－2.1.5に示すような縁切りを設計しておくことが必要である。

②装置の施工法

ノックオフ部の滑動面には、ノックオフ部が所定のすべり抵抗力で滑動するように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要である。すべり面から水が浸透してくるめ、アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や、ステンレス製の鉄筋を用いる。アンカー鉄筋の周辺のコンクリートは引抜き力のため一部が破壊する。このため、裏込め側のアンカー鉄筋の根入れ部にはひび割れ防止の鉄筋を配しておく必要がある。



図－2.1.5 アスファルト舗装の切欠き

(4) 修復方法

橋台本体，裏込め地盤，アスファルト舗装，アンカー鉄筋等の修復方法を以下に示す。

①橋台本体

ノックオフ部が移動し、裏込め地盤が破壊するように設計しておくと、橋台本体には被害を及ぼさないため、地震災害直後は応急復旧対策として覆工板を敷くこと等で交通を確保できるものと考えられる。ノックオフ部自体は改めて作り直す必要がある。

②裏込め地盤

裏込め地盤は受働破壊面ですべるため、この範囲の地盤を掘り起こし、再度突固めることにより、現状に復旧できるものと考えられる。

③アスファルト舗装

桁衝突後のアスファルト舗装は、切欠き部の上へそのまま移動することが考えれるため、この範囲の部分を再度施工すればよいものと考えられる。

④アンカー鉄筋

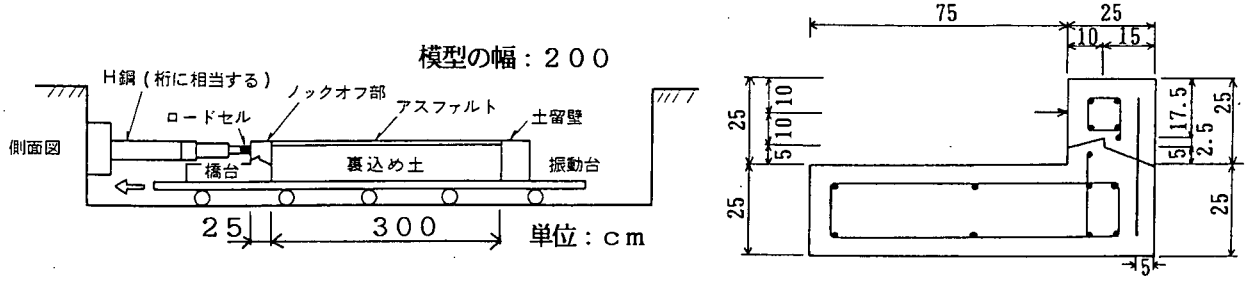
ノックオフ部を撤去したあと、再度、アンカー鉄筋を取り付けノックオフを施工すればよいものと考えられる。

(5) 実験結果を用いた設計法の検証

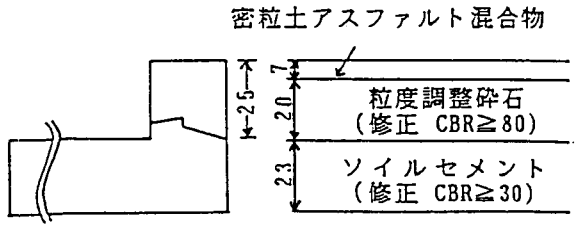
① 模型および裏込め部の概要と実験方法

模型の大きさは図－2.1.6 のように実物のおよそ1/2 のスケールとし、材料は鉄筋コンクリート製とした。ノックオフ部におけるコンクリートの縁切りにはビニールシートを用いた。アンカー筋としては、φ10mmを450mmピッチで配した。裏込め部の舗装はアスファルト舗装要綱に準じて製作し、図－2.1.7のようにアスファルト，砕石，ソイルセメントとし、各層の厚さは実際の1/2 とした。

実験は、桁からの力を静的に作用させる場合は荷重をモニターしながら段階的に載荷し、動的に作用させる場合は10cm/secの速度で載荷させた。



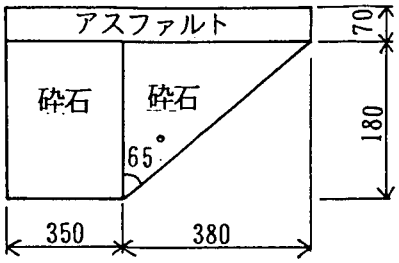
図－2.1.6　模型の概要



図－2.1.7　アスファルト舗装

② 裏込め部の破壊領域

実験より得られた裏込め部の破壊領域を図－2.1.8 に示す。



図－2.1.8　破壊領域の設定

③ 入力定数の設定

砕石，アスファルト舗装の物性試験または文献より決定した定数は以下のとおりである。

アスファルト舗装の密度	r_a=2.40tf/m^3
砕石の密度	r_g=2.10tf/m^3
砕石の摩擦角	ϕ =40°
砕石のすべり角	α_g=45° +ϕ/2=65°
砕石と砕石の摩擦係数	μ_1=tanϕ=tan40° =0.839
砕石とｺﾝｸﾘｰﾄの摩擦係数	μ_2=tan(ϕ/2)=0.364
ｱｽﾌｧﾙﾄの粘着力	c =12kgf/cm^2
ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装の変形係数	E_a=2000kgf/cm^2（静的），4700kgf/cm^2(10cm/sec)
砕石の弾性係数	E_g=140kgf/cm^2

変形係数（E_a）は、静的の場合物性試験からの値を用い、10cm/secの場合図－2.1.11より推定した。また、アスファルト舗装の重量（w_a=0.053tf/m),砕石の重量（w_{g1}=0.073tf/m, w_{g2}=0.132tf/m)は破壊領域の設定より算出する。

④ ノックオフ抵抗荷重の算定

a)ノックオフすべり面の抵抗荷重

ノックオフすべり面の抵抗荷重F_n は(2.1.1)式,(2.1.2)式より、

F_n =0.116tfである。

b)アンカー鉄筋による抵抗荷重

アンカー鉄筋(SR-24) ϕ10×５本(A_{sz}=0.785cm^2×5) σ_{sy}=3700kgf/cm^2（引張り試験結果より）を(2.1.4)式,(2.1.5)式に代入するとF_A=4.93tfである。

c)裏込め地盤の抵抗荷重

(2.1.9)式より

$$N_1 = \frac{0.73}{2}(0.053+2\times1.2\times0.07)\times\frac{3}{0.73+2\times0.35}=0.170\text{tf}$$

(2.1.8)式より

$$K = \frac{0.839\times\cos 65^\circ - \sin 65^\circ}{0.839\times\sin 65^\circ + \cos 65^\circ}=-0.466$$

$$N_3 = \frac{-(0.170+0.073)}{-0.466}=0.521\text{tf}$$

(2.1.7)式より

$$F_g = \frac{0.521+0.839\times0.132}{1-0.839\times0.364}=0.910\text{tf}$$

(2.1.10)式，(2.1.11)式より

$$F_a=2\sqrt{2.0\times10^4\times0.286\times10^{-4}\times19.0\times2.0}=13.3\text{tf}$$

[10cm/s の時は$F_a=2\sqrt{2.0\times10^4\times0.286\times10^{-4}\times32.0\times2.0}=27.0$tf]

d)滑動時の抵抗荷重

(2.1.12)式より

$$F = 0.116 + 4.93 + 0.910 + 13.3 = 19.3t \quad [10cm/sの時は33.0t]$$

⑤実験値との比較

計算値と実験値との比較を表－2.1.1に示した。この表より、静的・動的(10cm/s)載荷時における計算値は実験値とよく一致していることがわかる。

表－2.1.1　実験値との比較

実験条件	最大抵抗荷重	
	実験値	計算値
地盤なし	4.73tf	5.06tf
ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装（静的）	19.0	19.3
〃　　(10cm/s)	38.6	33.0

(6) アスファルト舗装の物性に関する文献調査

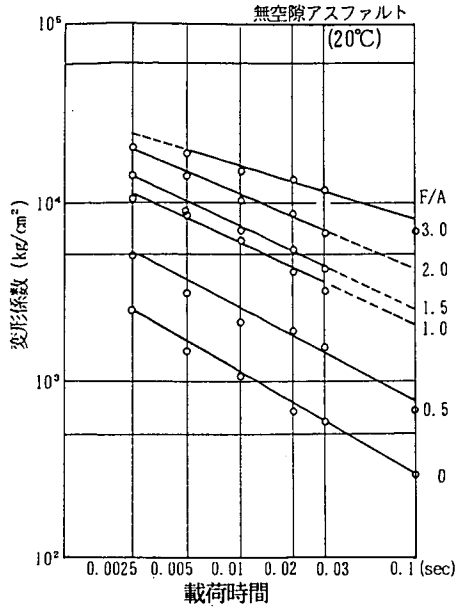
実験結果より、急速な載荷に対してはアスファルト部の抵抗力が増大する傾向が見られた。これはアスファルトの変形係数が速度依存性を持つためと考えられる。アスファルト舗装の物性に関する文献調査の結果は以下のとおりである。

アスファルト舗装の変形係数に関する研究は1960年の後半頃から始まった。1967年～1976年にかけて菅原等は載荷時間と変形係数、温度と変形係数について求めた。[8) 9) 10) 11) 12) 13)] この結果、アスファルトの種類が相違しても、変形係数は図－2.1.9から図－2.1.11のように、載荷時間が長くなり、温度が高くなると低下すること、また、低温状態ではあまり低下しないこと、等を明らかにした。

ASSHO[2)]では1961年以降、アスファルトの材料特性として図－2.1.12に示すマーシャル安定度を用いていた（この時の層係数としては表－2.1.2に示す0.44を採用）。しかし、1986年版ASSHTOではマーシャル安定度にかわり図－2.1.13に示す変形係数が採用された。しかし、舗装断面の設計では依然として層係数(0.40～0.44)を用いており、その時の変形係数はE_s=280000kgf/cm²と推定される。

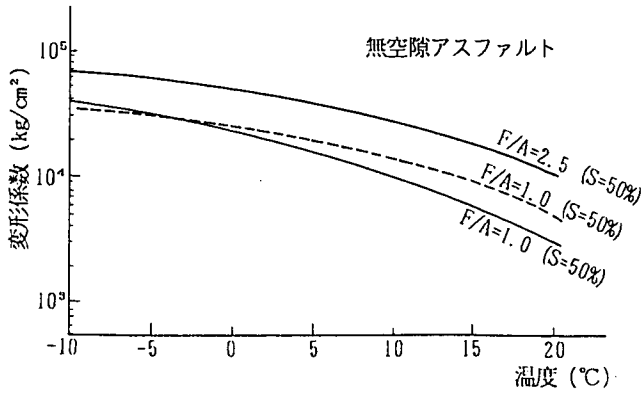
また、アスファルト舗装の変形係数を比較的簡易に求める方法[6) 7)]として図－2.1.14 や図－2.1.15のようなノモグラムが作成されている。これは載荷時間と温度からアスファルトの変形係数を求め、骨材の容積率からアスファルト舗装の変形係数を求める方法である。

ノックオフ装置の設計に用いる変形係数は想定される最大値を考慮すればよく、最近の研究成果を参考にE_s＝28000kgf／cm²を用いることとした。

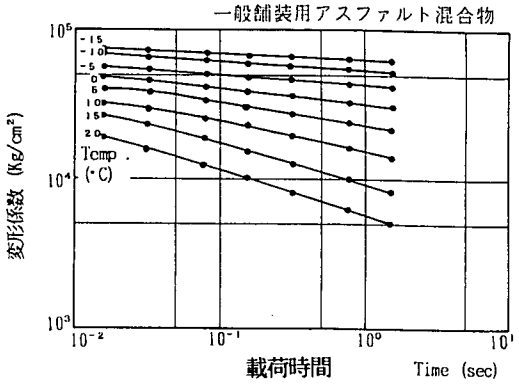


＊F／Aは、A：アスファルト、F：75μm以下の細骨材でアスファルト混合物配合上の指標

図－2.1.9　載荷時間と変形係数



図－2.1.10　温度と変形係数

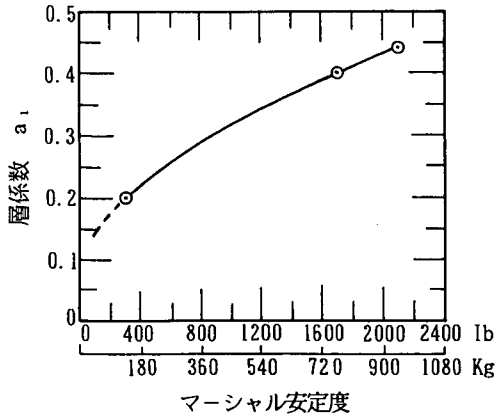


図－2.1.11　載荷時間と変形係数

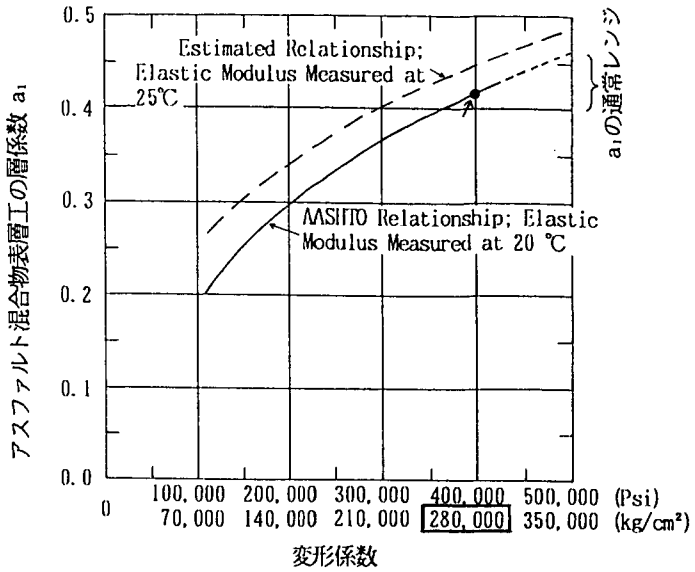
表－2.1.2　各材料の等値換算係数

舗装構成材料	等値換算係数（層係数a_1に対応）
表層材料	
路上混合（安定度小）	0.20
プラント混合	0.44*
サンドアスファルト	0.40
上層路盤	
砂混じり砂利	0.07
砕　石	0.14
セメント安定処理	
4.5Kg/cm²以上（7日材令圧縮強度）	0.23
28.0～45.5Kg/cm²（　〃　）	0.20
28.0kg/cm²以下（　〃　）	0.15
アスファルト処理	
粗　粒　度	0.34
サンドアスファルト	0.30
石灰処理	0.15～0.30
下層地盤	
砂混じり砂利	0.11
砂あるいは砂質粘土	0.15～0.10

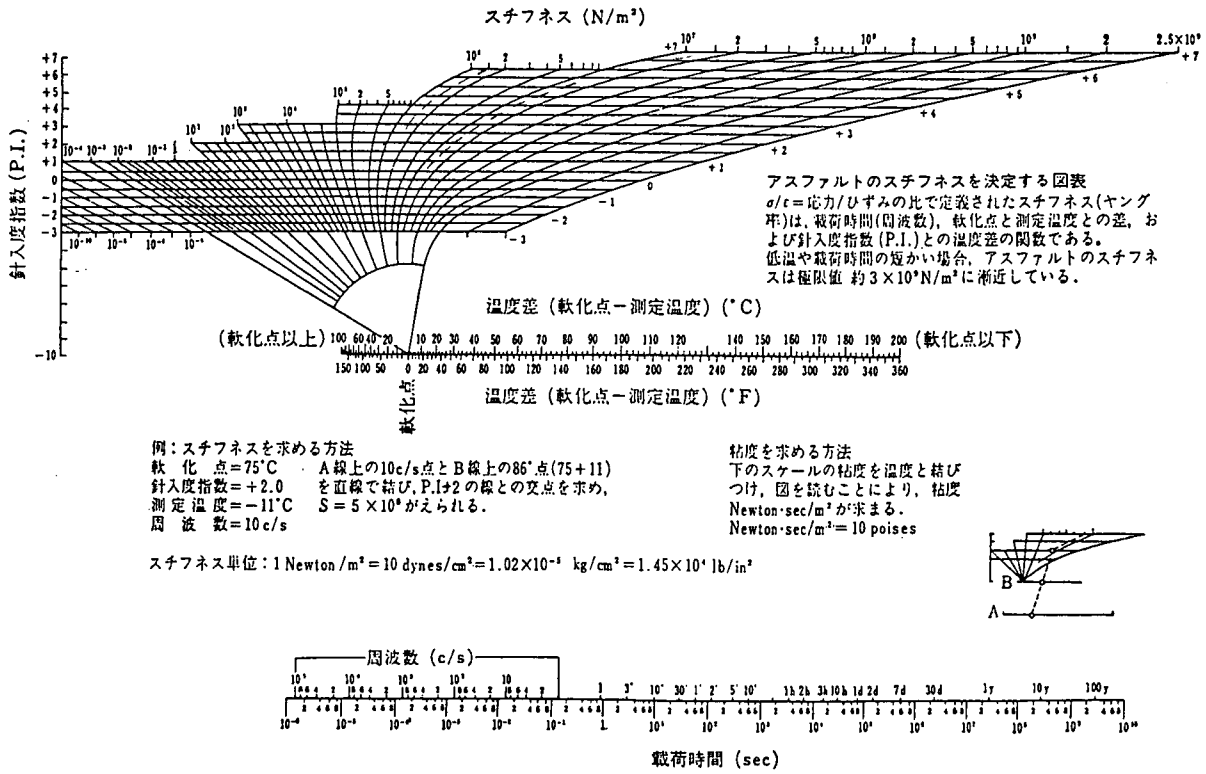
＊AASHO道路試験により決定された値



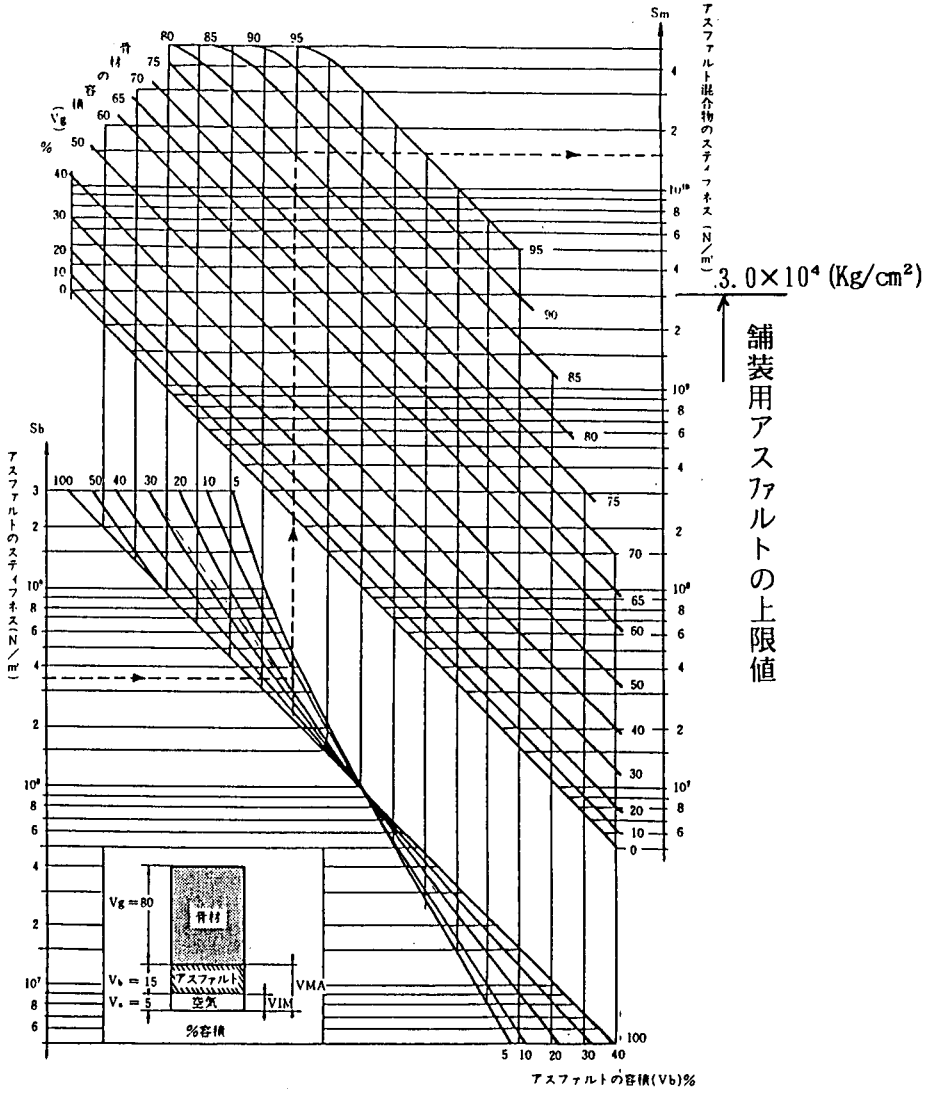
図－2.1.12　マーシャル安定度と等値換算係数



図－2.1.13　アスファルト混合物の層係数と変形係数



図－2.1.14　アスファルトのスティフネスを求める図表



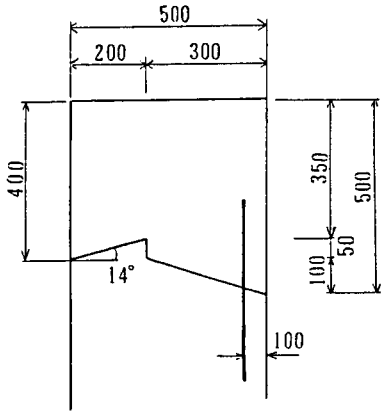
アスファルト混合物のスチフネスを求めるノモグラフ
(Bonnaure et al, 1977)

図－2.1.15　アスファルト混合物のスティフネスを求めるノモグラフ

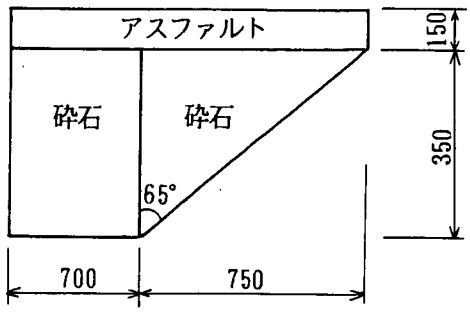
(7) 設計例

①装置の形状寸法と裏込め部破壊領域

ノックオフ装置の形状寸法と、仮定した裏込め部の破壊領域を図－2.1.16と図－2.1.17に示す。この時、幅員(B)は10.7m とする。



図－2.1.16 ノックオフ装置の寸法



図－2.1.17 破壊領域の設定

②ノックオフ装置の抵抗荷重の算定

1)ノックオフすべり面の抵抗荷重

(2.1.1)式および(2.1.2)式より

$$F_n = \frac{0.5(\sin 14^\circ + 0.2\times\cos 14^\circ)}{\cos 14^\circ - 0.2\times\sin 14^\circ}\times B = \frac{0.5\times 0.390}{0.922}\times 10.7 = 2.25\text{tf}$$

2)アンカー鉄筋による抵抗荷重

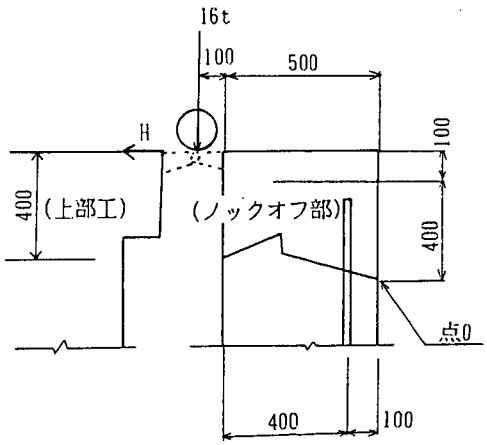
・アンカー鉄筋に対する所要断面積は(2.1.3) 式より

$$A_{sn} = \frac{16000\times 10 + 800\times 40}{40\times 1400} = 3.43\text{cm}^2$$

・輪荷重の幅およびアンカー鉄筋までの輪荷重分散を考慮して

D＝0.5＋2×0.5=1.5mの範囲にDφ13 @250で配筋すると鉄筋量は7.60cm²となり、満足する。

$A_s = 1.267\times 150/25 = 7.60\text{cm}^2 > A_{sn}$



・アンカー鉄筋による抵抗荷重は(2.1.4)式, (2.1.5)式より

$$F_A = \frac{7.60\times 3700\times 10}{40}\times 10.7 = 75.2\text{tf}$$

3)裏込め地盤とアスファルト舗装の抵抗荷重

図－2.1.17よりアスファルト舗装 (W_a), 砕石 (W_{g1}, W_{g2}) の重量を求めると、$W_a = 2.50\text{tf/m}$, $W_{g1} = 5.66\text{tf/m}$, $W_{g2} = 3.03\text{tf/m}$ である。この他、砕石, アスファルトの物性試験または文献より得られた定数を(2.1.6)式から(2.1.11)式に代入し、抵抗荷重を求めると$F_B = 487\text{tf}$となる。

③滑動時の抵抗荷重(F)の算定

滑動時の抵抗荷重(F)は(2.1.13)式より

F＝2.3＋75.2＋487＝565tfである。

④桁の衝突荷重(H)の算定

対象とする橋梁を橋長76.95m，幅員10.7m の２径間連続プレストレストコンクリート桁橋とすると桁の重量は概略890tf程度となる。

⑤アスファルト舗装の対策

アスファルト舗装要綱[2)]を参照する。アスファルト舗装を座屈させる位置は(2.1.12)式より ℓ_B =6.3mであり、図－2.1.5のような目地をもうける。

〈参考文献〉

1)C.van der Poel: "A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data", J.Appl. Chem.4(1954)221

2)AASHO:The AASHO Interim Guides for Design of Rigid and Flexible Pavement,AASHO,1961, 1972,1981,1986.

3)Til,C.J.V.etal:Evaluation of AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures, NCHRP Report 128, 1972.

4)アスファルト、No.155,日本アスファルト協会

5)Foryth, R. A.:AASHTO design concepts,Engineering 21st Century Highways, Proc. of a Cnferenc ASCE, pp.20～25,1989.

6)F.Bonnaure et al:A new Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, AAPT, 36 p91(1977)

7)H.L VON QUINTUS, J.A.SCHEROCMAN,C.S.HUGHES and T.W.KENNEDY:NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT 338, "ASPHALT-AGGREGATE MIXTURE ANALYSIS SYSTEM" TRANSPORTATION RESEARCH BOARD NATIONAL RESERCH COUNCIL WASHINGTON,D.C. MARCH 1991

8)阿部洋一，上島　壮，菅原照雄：短い載荷時間におけるアスファルト合材の粘弾性について，土木学会第22回年次学術講演会，Ⅳ部門，PP97-1～97-4,1967年

9)菅原照雄：アスファルト混合物の力学的性状について，土木学会論文集，第207号，PP73～81，1972年11月

10)笠原　篤，上島　壮，菅原照雄：共振法によるアスファルトおよびアスファルト混合物の動的粘弾性，土木学会論文報告集，第208号，PP77～84,1972年12月

11)笠原　篤，菅原照雄：アスファルト混合物の動的応答に関する研究，土木学会論文報告集，第215号，PP75～82，1973年7月

12)笠原　篤，他：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用，土木学会論文報告

集，第254号，PP107～117，1976年10月
13)笠原　篤，菅原照雄：アスファルト合材の動的応答と疲労について，道路建設 No. 295，PP43～53，
1978年8月

〈民間担当会社〉
（株）大　林　組

2.1.2　免震橋用の伸縮装置（その２）

(1) 平成３年度の研究成果の概要

平成２年度までに考案した橋桁の全ての水平変位を吸収できる免震橋用伸縮装置の完成をめざし、以下に示す実証実験および検討を行なった。

i) 実証実験

開発した伸縮装置の実物大モデルの試験体を用いて実証実験を行ない、橋桁の各方向の振動に円滑に追従でき、伸縮装置の移動時抵抗荷重も免震橋を設計するに際して無視できる数値であることを実証した。

ii) 細部構造の検討

開発した伸縮装置を橋梁に適応するため、細部構造の検討を行ない、伸縮装置としての完成度を高めた。

検討した細部構造を以下に示す。

① 橋桁の縦断・横断勾配の対処

② 地覆部の対処

③ 排水装置

④ その他フィンガープレートの取付け等

iii)伸縮装置の設計法の確立

橋桁の移動量に対する本伸縮装置の基本寸法の決定方法を確立した。

(2) 装置の構造概要

本伸縮装置は、橋軸方向だけでなく、橋軸直角方向にも移動可能にした両端支持型フィンガージョイントである。基本構造は、図－2.1.19～図－2.1.20に示すように橋面が櫛形形状となっている台座を水平な摺動面を持つ架台の上に橋軸直角方向に摺動可能なように組み立て、フィンガープレートを通常のフィンガージョイントと同じように台座上に架け渡し、輪荷重を支持する構造である。

この伸縮装置における橋桁の各方向の動きに対する吸収方法を以下に示す。

① 橋桁の橋軸方向の動きは、台座に架け渡したフィンガープレートの櫛形部で吸収する。

② 橋桁の橋軸直角方向の動きは、櫛形の架け渡したフィンガープレートが摺動面上の台座を橋軸直角方向に移動させることにより吸収する。

③ 橋桁の橋軸および橋軸直角方向以外の動きは、前述の①・②項の動きを二方向同時に行なうことにより吸収する。

また、本伸縮装置を橋梁に適応するために留意した細部構造を以下に示す。

① フィンガープレートが活荷重による桁回転で、台座上から突出するのを防止するため、本装置を橋桁に回転可能なように固定する。

② 台座の輪荷重による橋軸方向の移動および地震時の浮き上がりを防止するため、架台に挟み込まれた台座押えで台座の移動および浮き上がりを制限する。

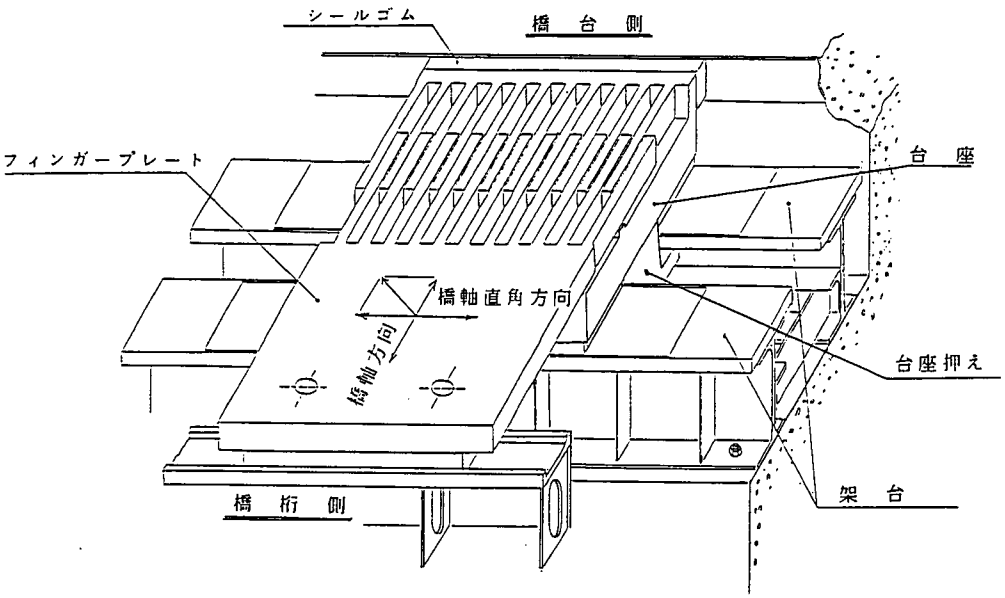
③　台座と架台の橋軸直角方向の摺動部は、摩擦による滑らかな摺動性能および耐食性を考慮し、テフロン板とステンレス板とで構成されている。

④　橋面と台座間は、車両の走行上問題とならないくらいの遊間を設け、防水のためシール材を充填し、台座の橋軸直角方向の移動にある程度追従させる。

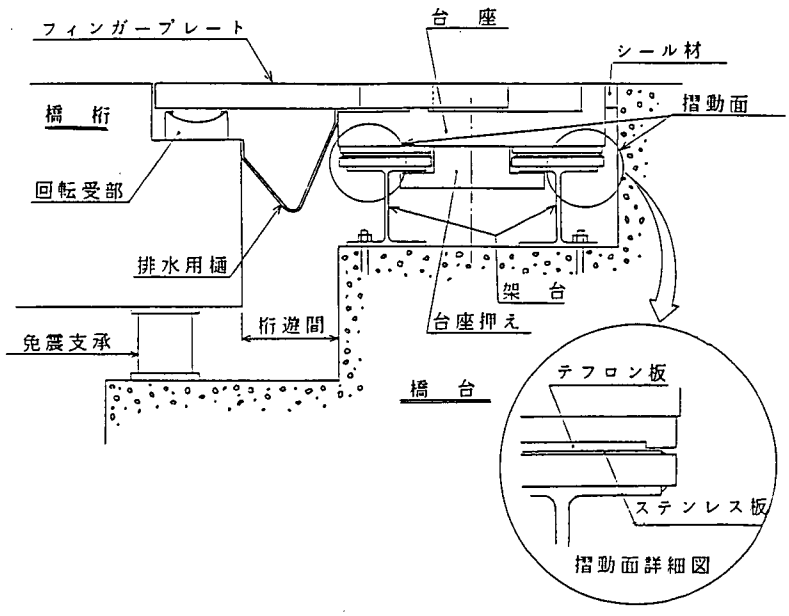
⑤　桁遊間部からの漏水対策として、排水樋を取り付け、排水部へ流し込む。

⑥　橋の横断、縦断勾配の対処は、台座上面を橋の勾配にあわせて製作する。

⑦　地覆部は、地覆形状を持つ台座で対処し、鋼板を重ね合わせる。



図－2.1.19　構造概要図（1ブロック分）



図－2.1.20　断　面　図

(3) 装置の設計法

i) 適用範囲

全ての水平方向すなわち橋軸方向と橋軸直角方向の２方向の橋桁の移動を許容する免震橋梁に適用する。本伸縮装置の設計可能な最大移動量は、製作上の問題より±300㎜程度とする。また、縦断勾配が大きい橋には本伸縮装置の適用が困難になるので、縦断勾配を最大７％程度とする。

ii) 使用材料

①部材の材質

本伸縮装置に使用する材質は、表－2.1.3に示すものを標準とする。

表－2.1.3 部材の材質

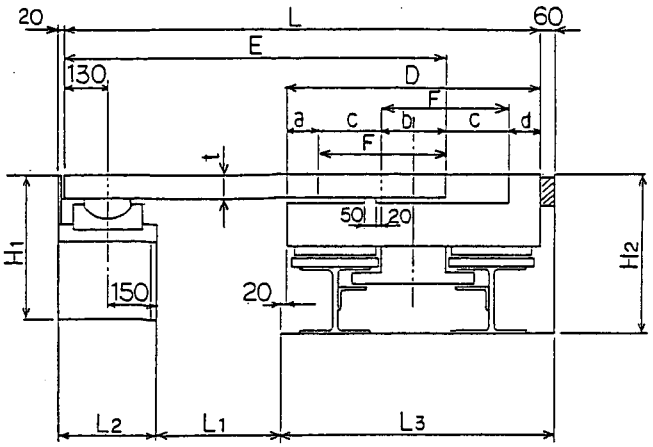
名　　称	材　　質
フィンガープレート	ＳＳ４００　または　ＦＣＤ４００ ＳＭ４００ ＳＭ４９０
台　　座	ＳＳ４００　または　ＦＣＤ４００ ＳＭ４００
台座押え	ＳＳ４００　または　ＳＭ４００
回転受台	ＳＳ４００　または　ＳＭ４００
架　　台	ＳＳ４００　または　ＳＭ４００
アンカーバー	ＳＳ４００　または　ＳＤ２９５ ＳＤ３４５
アンカープレート	ＳＳ４００　または　ＳＭ４００
セットボルト	Ｆ１０Ｔ 強度区分　4.6　または　10.9

②許容応力度

使用材料の許容応力度は、「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編」および「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編」（社団法人 日本道路協会）によるものとする。

iii)基本寸法

本装置の基本寸法を図－2.1.21に示す。



a ：フィンガプレートラップ長（標準温度時）
b ：フィンガーラップ長　　（標準温度時）
c ：フィンガー遊間　　（標準温度時）
d ：台座平面部長さ
F ：フィンガー長
E ：フィンガープレート長
D ：台座長
L ：全　長（標準温度時）
L_1：桁遊間（標準温度時）
L_2：回転受台側切欠長
L_3：台座側切欠長
t ：フィンガープレート板厚

図－2.1.21　基本寸法図

①フィンガーの最小ラップおよび最小遊間

フィンガーの最小ラップおよび最小遊間は次のとおりとする。

フィンガーの最小ラップ　　b_{min} ＝ 20mm

フィンガーの最小遊間　　c_{min} ＝ 15mm

②フィンガー長

図－2.1.22に示すフィンガー長は式(2.1.14)により求める。

$$F = \triangle L + b_{min} + c_{min} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2.1.14)$$

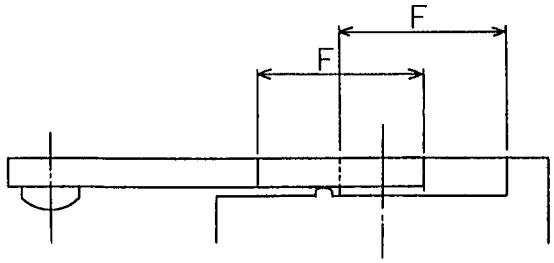
ここに、

F　：フィンガー長

△L ： 設計移動量

b_{min}：フィンガーの最小ラップ長

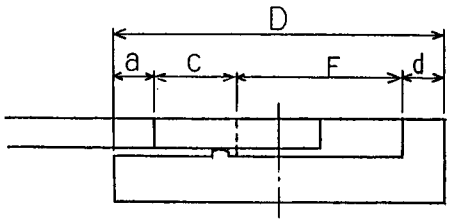
c_{min}：フィンガーの最小遊間



図－2.1.22　フィンガー長

③台座長

図－2.1.23に示す台座長は、フィンガープレートの櫛形部根元が温度伸縮時で台座からはみださないように式(2.1.15)～ 式(2.1.18)より決定する。



図－2.1.23　台座長

$$D = a + c + F + d \quad \cdots\cdots (2.1.15)$$

$$a = \triangle \ell_t + b_{min} + \alpha \quad \cdots\cdots (2.1.16)$$

$$c = MAX\ (\triangle \ell_t,\ \triangle \ell_e)\ + \triangle \ell_c + c_{min} \quad \cdots\cdots (2.1.17)$$

$$d = a \quad \cdots\cdots (2.1.18)$$

ここに、

D　：台座長

a　：フィンガープレートラップ長（標準温度時）

c　：フィンガー遊間（標準温度時）

F　：フィンガー長

d　：台座平面部長

$\triangle \ell_t$：標準温度からの桁の伸縮量（桁回転による移動量等の余裕量を含む）

$\triangle \ell_e$：震度法レベルの地震による桁の移動量

$\triangle \ell_c$：クーリプ・乾燥収縮による桁の収縮移動量

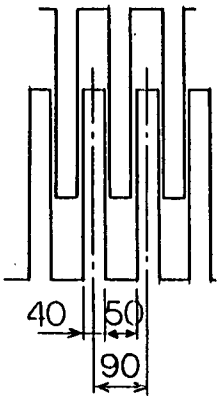
b_{min}：フィンガーの最小ラップ長

c_{min}：フィンガーの最小遊間

α　：台座調整代

④フィンガー部形状

フィンガープレートの形状は、台座を橋軸直角方向にスムーズに移動させるため、フィンガー長に関係なく図－2.1.24の１種類とする。



図－2.1.24　フィンガー部形状

⑤フィンガープレート板厚

フィンガープレート板厚は式(2.1.19)～式(2.1.24)に示すように活荷重および衝撃に耐えうるように決定する。

a.設計荷重および衝撃係数

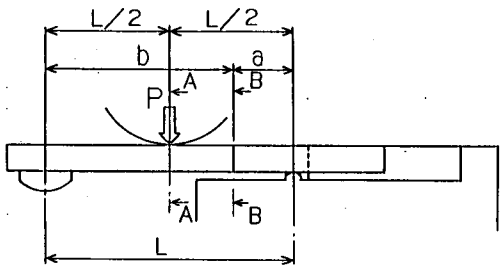
設計荷重　P：後輪荷重（T-20,T-14,TT-43）

衝撃係数　i：1.0

b.曲げモーメントの算出

図－2.1.25～図－2.1.27に示すような両端自由支持梁とし、3ケースの荷重載荷位置で式(2.1.19)～式(2.1.22)により計算する。

ケース1･･･最低温度時で輪荷重中央載荷の場合



図－2.1.25　荷重ケース1

$$M_{Amax} = 1/4 \cdot P \cdot (1+i) \cdot L \quad \cdots\cdots (2.1.19)$$

$$M_B = 1/2 \cdot P \cdot (1+i) \cdot a \quad \cdots\cdots (2.1.20)$$

ここに、

M_{Amax}：A-A断面部曲げモーメント

M_B　：B-B断面部曲げモーメント

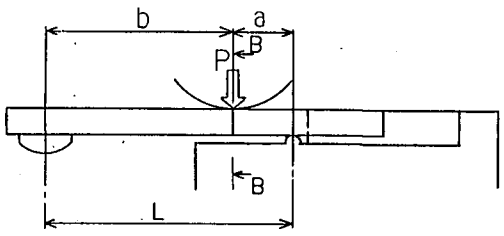
P　：後輪荷重

i　：衝撃係数

L　：支間長

a　：櫛形部までの長さ

ケース2･･･最低温度時で輪荷重フィンガープレート根元載荷の場合



図－2.1.26　荷重ケース2

$$M_{Bmax} = P(1+i) \cdot a \cdot b / L \cdots\cdots (2.1.21)$$

ここに、

M_{Bmax}：B-B断面部曲げモーメント

P　：後輪荷重

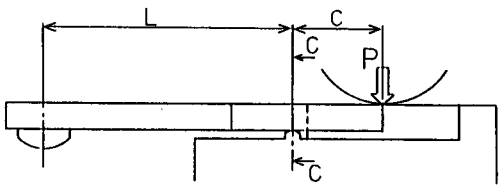
i　：衝撃係数

L　：支間長

a　：櫛形部までの長さ（台座側）

b　：荷重載荷点までの長さ（フィンガープレート側）

ケース３･･･最高温度時で輪荷重フィンガープレート先端載荷の場合



図－2.1.27　荷重ケース３

$$M_{Cmax} = 1/2 \cdot P \cdot (1+i) \cdot c \cdots\cdots (2.1.22)$$

ここに、

M_{Cmax}：C-C断面部曲げモーメント

P　：後輪荷重

i　：衝撃係数

c　：荷重載荷点までの長さ（台座側）

c.フィンガープレートの抵抗幅

A－A断面･･･抵抗幅Hは、後輪輪帯幅（５０cm）とする。

B－B，C－C断面･･･抵抗幅Hは、後輪輪帯幅（５０cm）にフィンガープレート根元の幅(λ)とフィンガープレートピッチ(p)の比(γ)を乗じた値で、式(2.1.23)により求める。

$$H = 50 \cdot \lambda / p = 50 \times \gamma = 50 \times 4 / 9 = 22.2\,cm \cdots\cdots (2.1.23)$$

ここに、

H：抵抗幅

λ：フィンガープレート根元の幅

p：フィンガープレートピッチ

γ：フィンガープレート根元の幅／フィンガープレートピッチ

d. フィンガープレート板厚の決定

b項で示した3種類の各荷重載荷ケースで、各断面の応力照査を式(2.1.24)により行ない決定する。

$$\sigma_s = (6 \cdot M_{max}) / (H \cdot t^2) < \sigma_{sa} \cdots\cdots (2.1.24)$$

ここに、

σ_s ：曲げ応力度

M_{max}：各断面での最大曲げモーメント（前述のb項参照）

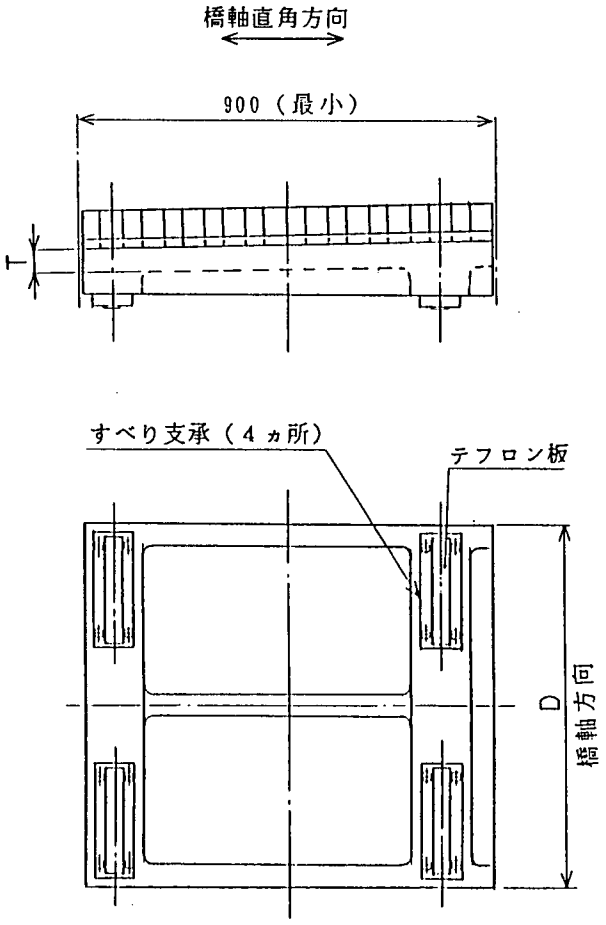
H ：抵抗幅

t ：フィンガープレート板厚

σ_{sa} ：許容曲げ応力度

⑥台座の形状

台座は、製作・運搬・組立を考慮して橋軸直角方向に分割した構造とし、最小幅900㎜を標準とする。また、図－2.1.28に示すように台座は、すべり支承4個で支持された構造で、その板厚Tはフィンガープレートと同様に活荷重と衝撃に対する応力度照査により決定する。



図－2.1.28 台座形状

⑦橋軸直角方向摺動部の形状

橋軸直角方向摺動部は、摩擦による滑らかな摺動性能および耐食性を考慮し、テフロン板とステンレス板で構成されている。すべり支承のテフロン板の大きさは、すべり支承1個で後輪荷重に衝撃係数を考慮した荷重に十分耐えられる大きさとする。なお、ステンレス板の形状は式(2.1.25)～式(2.1.26)により求めるものとする。

$$A = a + \alpha \cdots\cdots\cdots\cdots (2.1.25)$$

$$B = b + \triangle L + \alpha \cdots\cdots (2.1.26)$$

ここに

A　：ステンレス板の長さ

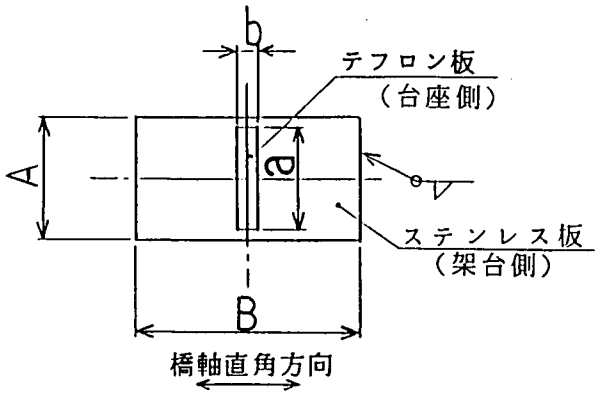
B　：ステンレス板の幅

a　：テフロン板の長さ

b　：テフロン板の幅

△L：設計移動量

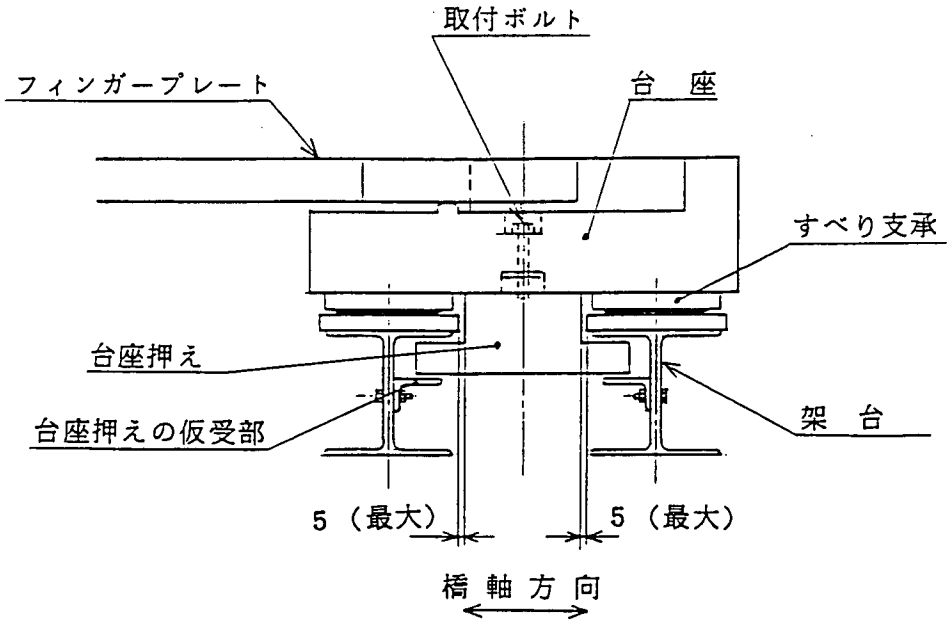
α　：余裕量で最小値を20㎜とする。



図－2.1.29　摺動面形状

iv）台座の移動制限装置

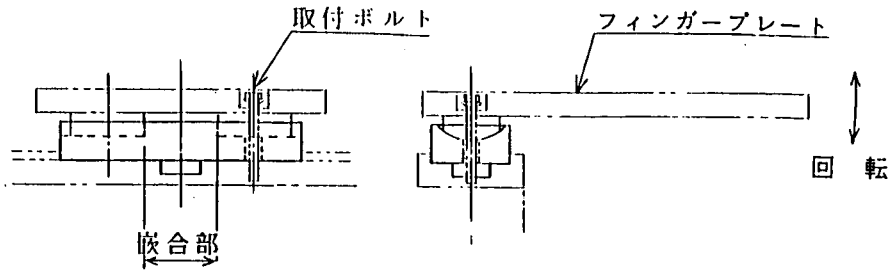
台座には、図－2.1.30に示すような車両の制動・始動および地震による橋軸方向の移動と地震による浮き上がりを防止するため、台座押え（移動制限装置）を取り付ける。台座と台座押えは、補修性を考慮して現場で組み立て可能な構造とする。台座と台座押えを取りはずす時に台座押えが、落下しないように、台座押えの仮受部を架台に取り付ける。



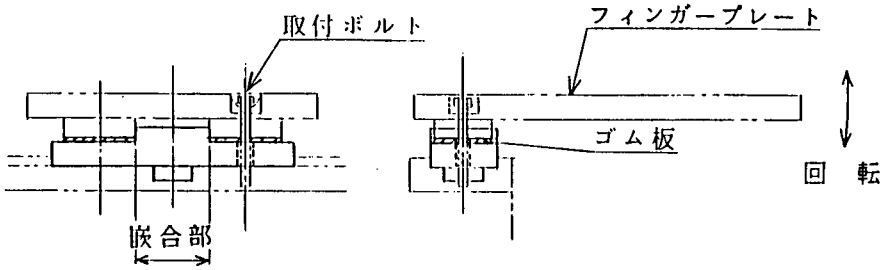
図－2.1.30　台座押えの形状

v) フィンガープレートの回転受台

フィンガープレートは、図－2.1.31または図－2.1.32に示すように回転機能をもたせ、フィンガープレートと回転受台は、橋軸直角方向の荷重をスムーズに伝達できるような構造で連結する。



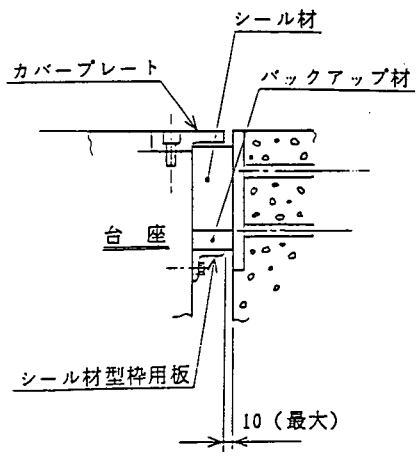
図－2.1.31　回転受け台形状（その１）



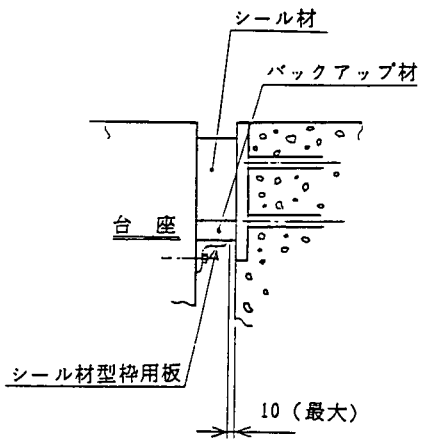
図－2.1.32　回転受け台形状（その２）

vi) 台座と橋面の隙間

台座と橋面の間は、車両の走行に問題とならないくらいの隙間（最大60㎜）を設け、止水のためにシール材を充填し、台座の橋軸直角方向の移動の妨げとならないようにする。なお、地震時の橋軸直角方向の移動量が過大になる場合は、シール材が追従しなくてもよいこととするが、簡単に補修できるような対策を考える。また、シール材の耐久性の向上を図るため、シール材を路面より低くして取り付けるか、カバープレートを取り付ける。構造例を、図－2.1.33および図－2.1.34に示す。



図－2.1.33　台座橋面の隙間形状（その１）

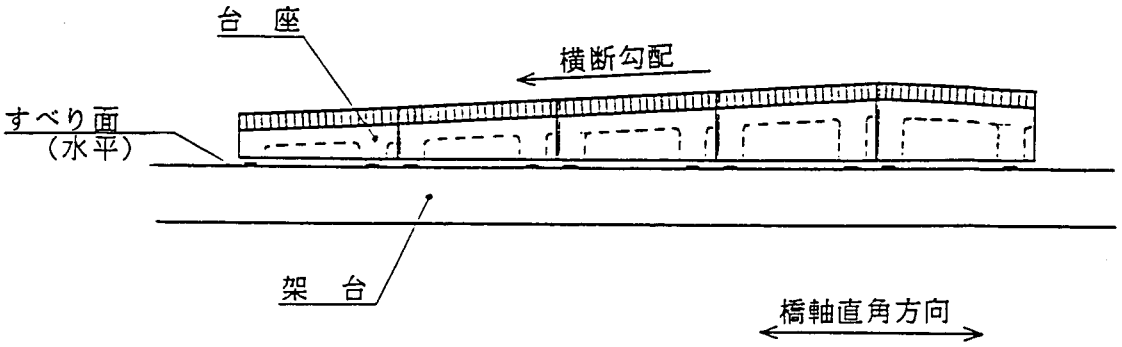


図－2.1.34　台座橋面の隙間形状（その２）

vii)横断・縦断勾配の対処

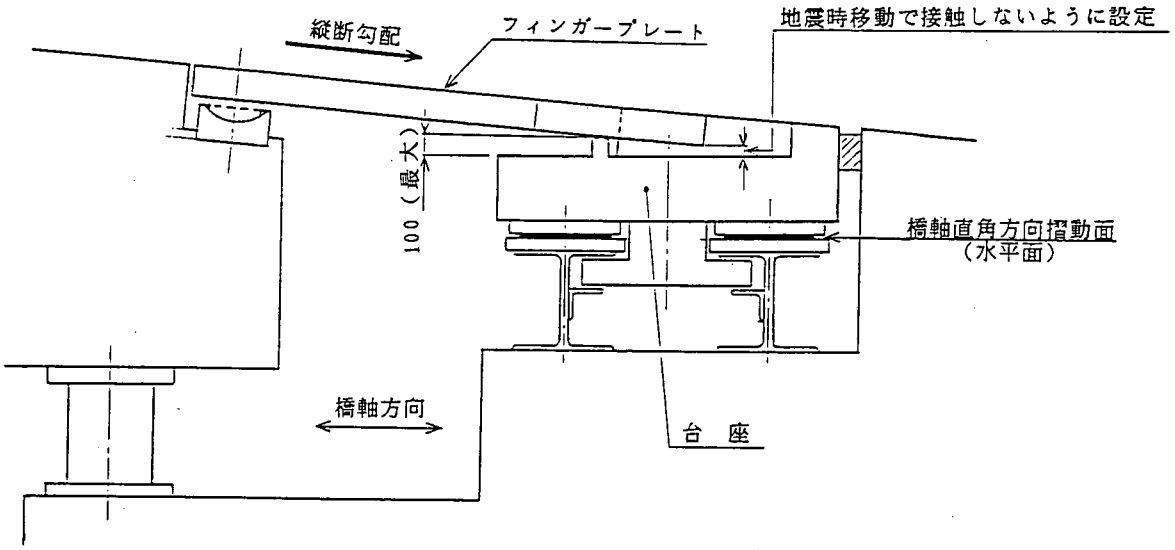
本伸縮装置は、台座を橋軸直角方向に移動させるため、橋軸直角方向の摺動面を水平に設置しなければならない。よって、橋の横断・縦断勾配に対しては以下に示すような対処を行う。

橋の横断勾配に対しては、図－2.1.35に示すように台座の橋面に横断勾配をつけて対処する。



図－2.1.35　横断勾配の対処

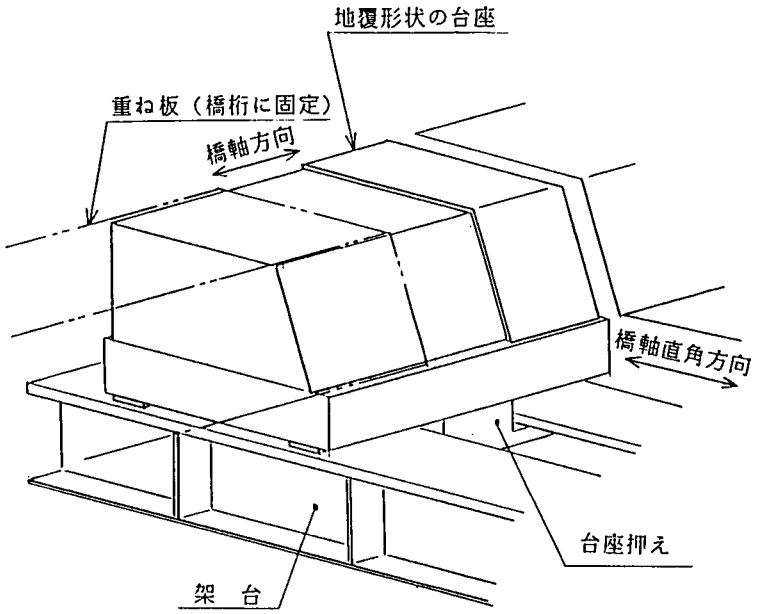
橋の縦断勾配は、図－2.1.36に示すように台座の橋面に縦断勾配をつけて対処する。 その際、フィンガープレートの板厚は一定とする。台座上のフィンガープレート受部の高さは、地震時の橋桁の移動でフィンガープレートの先端が台座に接触しないように設定し、最大 100㎜程度とする。



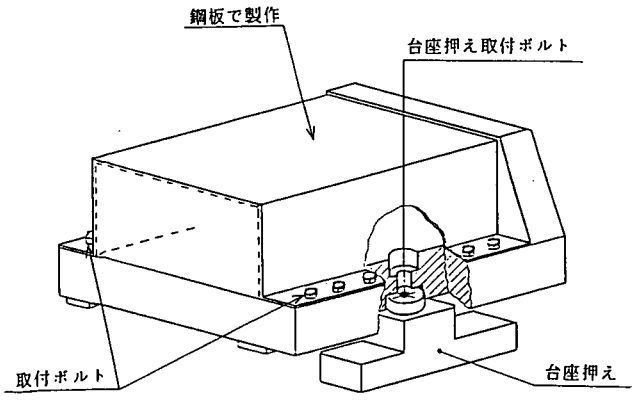
図－2.1.36　縦断勾配の対処

viii)地覆部の対処

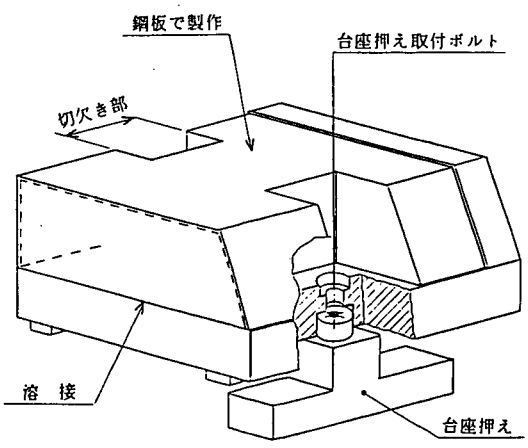
地覆部は、図－2.1.37に示すような地覆形状をもつ台座で対処し、鋼板を重ね合わせる。地覆部台座にも路面部台座（フィンガー部）同様に台座押え（移動制限装置）を取り付ける。なお、地覆部台座と台座押えも、補修性を考慮して図－2.1.38または図－2.1.39に示すように現場で組立可能な構造とする。図－2.1.38 は、台座と鋼板で製作した地覆形状部をボルトで組立て、台座押えの取り外しを可能にしたものである。また、図－2.1.39は、台座押え取り付け用ボルト部を切り欠いて地覆部を鋼板で製作して台座押えの取り外しを可能にしたものである。



図－2.1.37　地覆部の形状



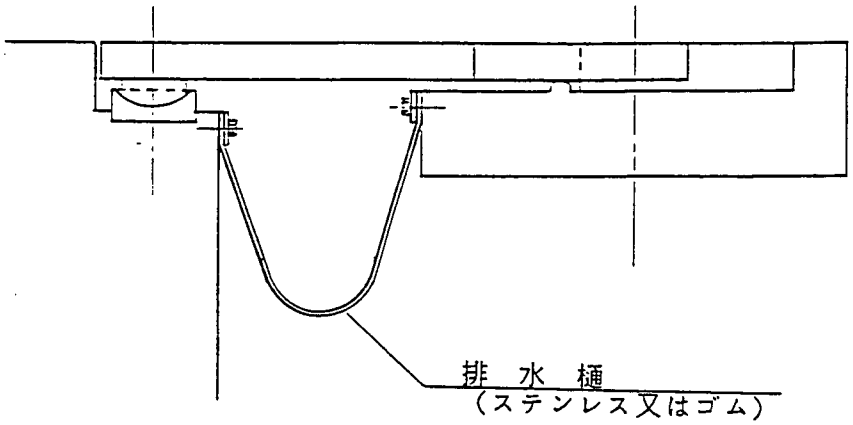
図－2.1.38　地覆部製作例（その１）



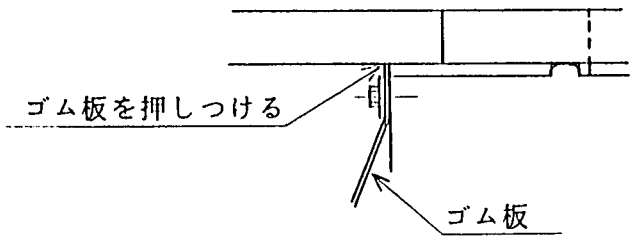
図－2.1.39　地覆部製作例（その２）

ix) 排水装置

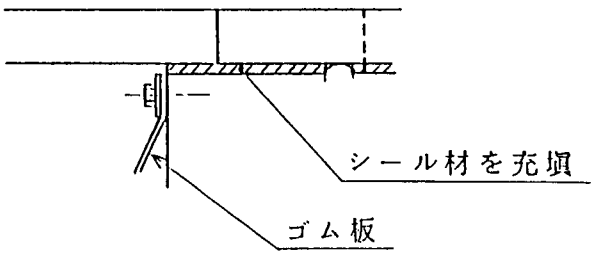
本伸縮装置の排水処理方法として、図－2.1.40に示すように排水樋を取り付け排水部へ流し込む構造を標準とする。また、排水樋の閉塞を防止するためにゴミ、土、小石等をシールする機構として、フィンガープレートの下面に図－2.1.41または図－2.1.42に示すようなシール機構を取り付けることが望ましい。



図－2.1.40　排水装置



図－2.1.41　シール機構（その１）



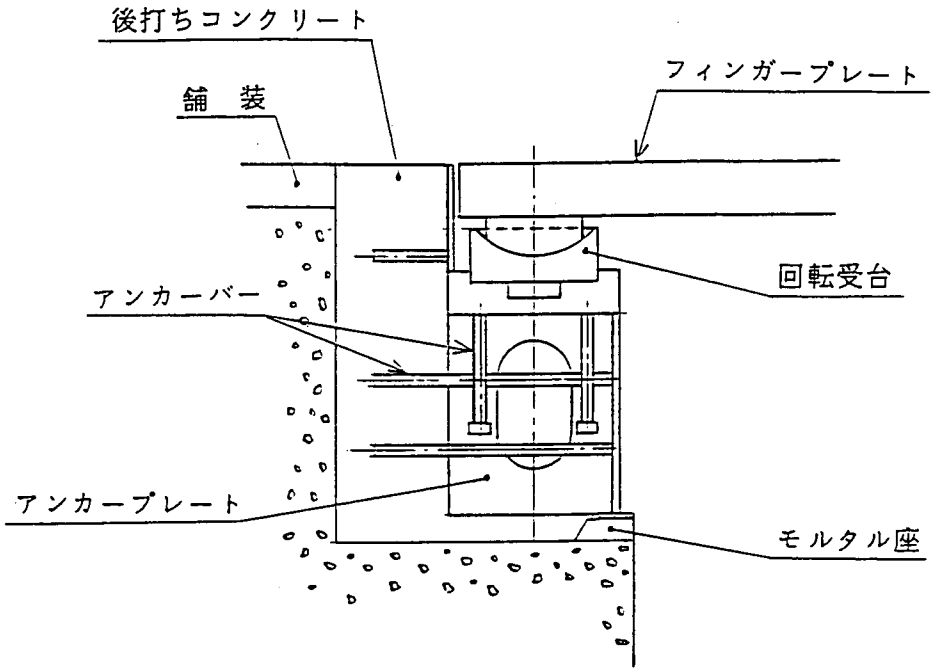
図－2.1.42　シール機構（その２）

x) フィンガープレートの取付方法

本伸縮装置のフィンガープレートの取付方法を以下に示す。

①コンクリート橋

橋桁との取付方法の1例を図－2.1.43に示す。通常のフィンガージョイントの取付方法と同様にアンカーバーおよびアンカープレート等で定着させる。

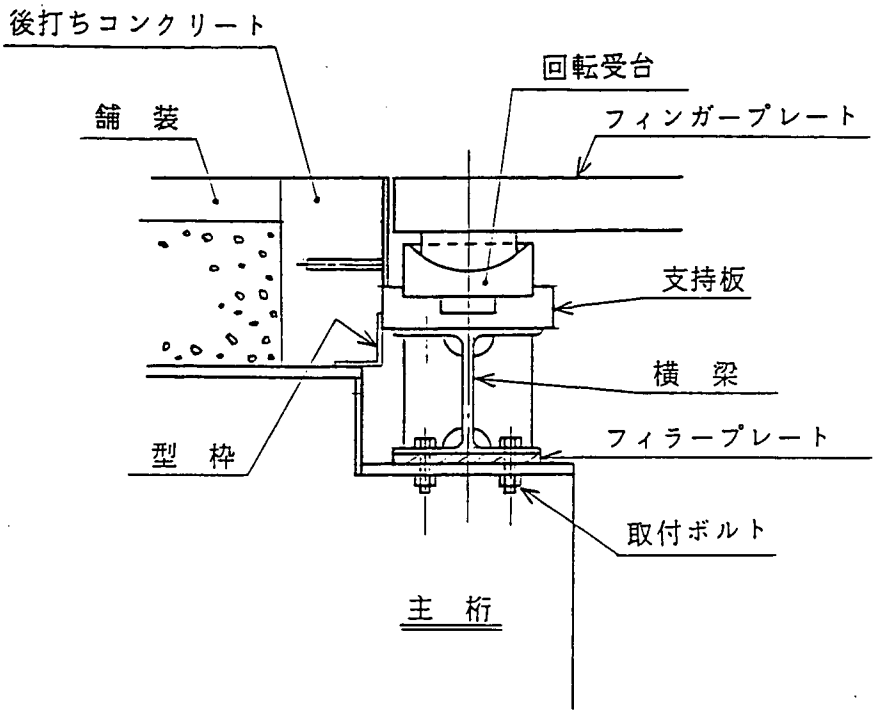


図－2.1.43　フィンガープレートの橋桁の定着方法（コンクリート橋）

②鋼橋

主桁との取付方法の1例を図－2.1.44に示す。この場合、フィンガープレートを支持する支持板および横梁は、主桁位置で支持された梁構造となるので、支持板および横梁の断面の応力度を照査する必要がある。断面照査は、主桁間隔を支間とした梁構造の単純梁について、後輪荷重(P＝8000kgf)の集中荷重を図－2.1.45に示すように作用させ、式(2.1.27)により求める曲げモーメントについて行う。

横梁の高さは一般的には一定とするが、下端は直線勾配とするのがよい。横断勾配による変化はフィラープレートにテーパーをつけて調整する。フィラープレートの最大厚が厚くなる場合、横梁の高さを調整し、フィラー厚をできるだけ薄くする。



図－2.1.44　フィンガープレートと橋桁の定着方法（鋼橋）

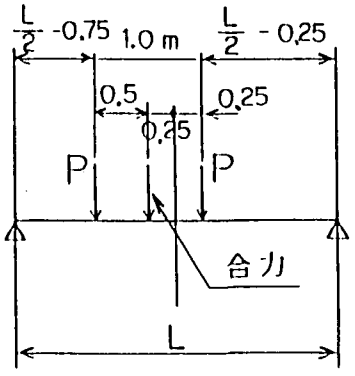
$$M_{max}=\frac{P}{L}(L-0.5)\cdot\left(\frac{L}{2}-0.25\right)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2.1.27)$$

ここに、

M_{max}：最大曲げモーメント

L　　：主桁間隔

P　　：後輪荷重 8000kgf



図－2.1.45　荷重載荷図

(4) 施工一般

本伸縮装置は、全ての部品を組み立てた状態での搬入および据え付けが困難であるため、現場での組立据え付けを基本とする。このため、据え付け精度には十分な注意を払う必要があるが、基本的な伸縮装置の施工に関する事項は、通常の鋼製フィンガージョイントと同様に道路橋伸縮装置便覧（(社)日本道路協会、昭和４５年４月）に従う。工場製作、仮組検査後の現場での組立手順を以下に示す。

① 台座支持用架台とフィンガープレート支持用架台の設置

橋軸方向、橋軸直角方向の通りを確認し、高さの芯出しおよび橋軸直角方向摺動部のレベル出し後固定する。

② コンクリート打設、養生

③ 台座の組立

台座の位置の調整を行ない、台座間の隙間を５㎜程度に組み立てる。

④ 排水装置の組立

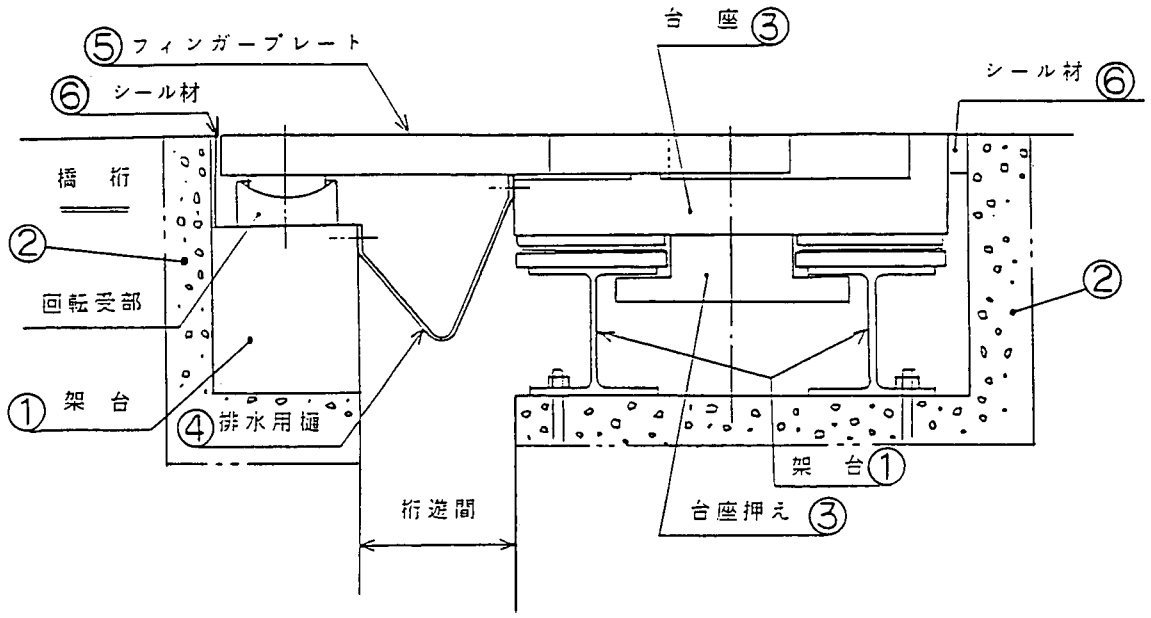
⑤ フィンガープレートの組立

据え付け温度時の遊間調整を行ない、固定する。

⑥ シール材の充填、養生

フィンガープレート間、台座間、台座と橋面およびフィンガープレートと橋面の隙間にシール材を充填する。

⑦ 上面清掃、据付完了



図－2.1.46　組立手順図

なお、本伸縮装置の施工で考えられる特有の注意点を以下に示す。

① 架台は、摺動面が水平になるように設置する。

② 台座に取り付けられた4個のすべり支承が均等にあたることを確認する。

③ 橋軸方向摺動面（台座上面凸部）にフィンガープレートが均等に接触することを確認する。

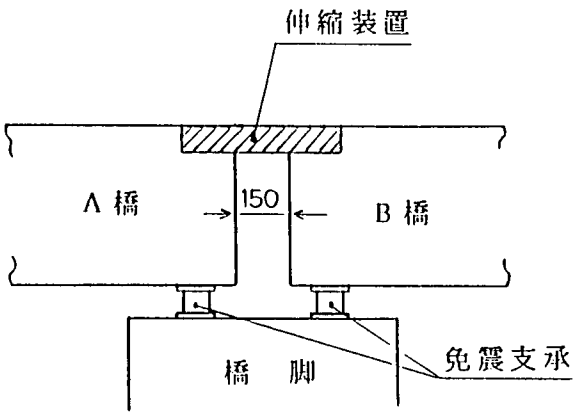
④ 分割された台座およびフィンガープレートの隙間が均等になるように台座およびフィンガープレートを設置する。

(5) 維持管理

本伸縮装置は、鋼製フィンガージョイントを基本としているので耐久性はよいが、長期にわたる使用の間には思わぬ損傷が生じられることが考えられる。主な損傷箇所として考えられるフィンガープレート、台座および排水装置は、取り替え可能な構造とする。また、本伸縮装置は防食のため塗装もしくは溶融亜鉛めっきを施こす。

(6) 設計例

隣合っている同様な5径間連続の免震橋（橋長197.5m ＰＣ橋）の図−2.1.47に示す架け違い部の伸縮装置の設計を行なう。



図−2.1.47 伸縮装置設置部

i) 伸縮量の集計

常時の移動量は基本的に設計要領第２集(日本道路公団、平成２年７月)にしたがって求めこととした。

① 全温度変化（－5～＋35℃）による桁の伸縮量

$\Delta L_t = 0.4 \times 197.5 / 2 \times 2$橋分＝79mm

② クリープ・乾燥収縮による桁の移動量

上部構造計算結果により決定した。

$\Delta \ell_c = 80$mm

③ 全余裕量

$\Delta L_s = (79 + 80) \times 0.2 + 10 = 42$mm

④ 標準温度（＋15℃）からの桁の伸縮量（余裕量も含む）

$\Delta \ell_t = (\Delta L_t + \Delta L_s) / 2 = 61$mm→65mm

⑤ 震度法レベルの地震による桁の移動量

震度法レベルの地震による桁の移動量は、A橋側で$\triangle \ell_{eA} = \pm 44$mm、B橋側で$\triangle \ell_{eB} = \pm 36$mmであり、架け違い部で考慮する震度法レベルの地震によるの桁の移動量は、以下に示すようにする。

$$\triangle \ell_e = \sqrt{\triangle \ell_{eA}^2 + \triangle \ell_{eB}^2} = \sqrt{44^2 + 36^2} = 57\text{mm} \rightarrow 60\text{mm}$$

ii) 設計移動量の決定

標準温度（＋15℃）での状態で、常時と地震時の伸縮量で比較する。

① 常時

桁の伸び量

$+\triangle L = \triangle \ell_t = 65$ mm

桁の縮み量

$-\triangle L = \triangle \ell_t + \triangle \ell_c = 65 + 80 = 145$ mm

② 地震時

セット時～クリープ・乾燥収縮終了時の期間のレベル１相当の地震は考慮しないものとする。

桁の伸び量、縮み量

$\pm\triangle L = \triangle \ell_e = 60$ mm

③ 設計移動量の決定

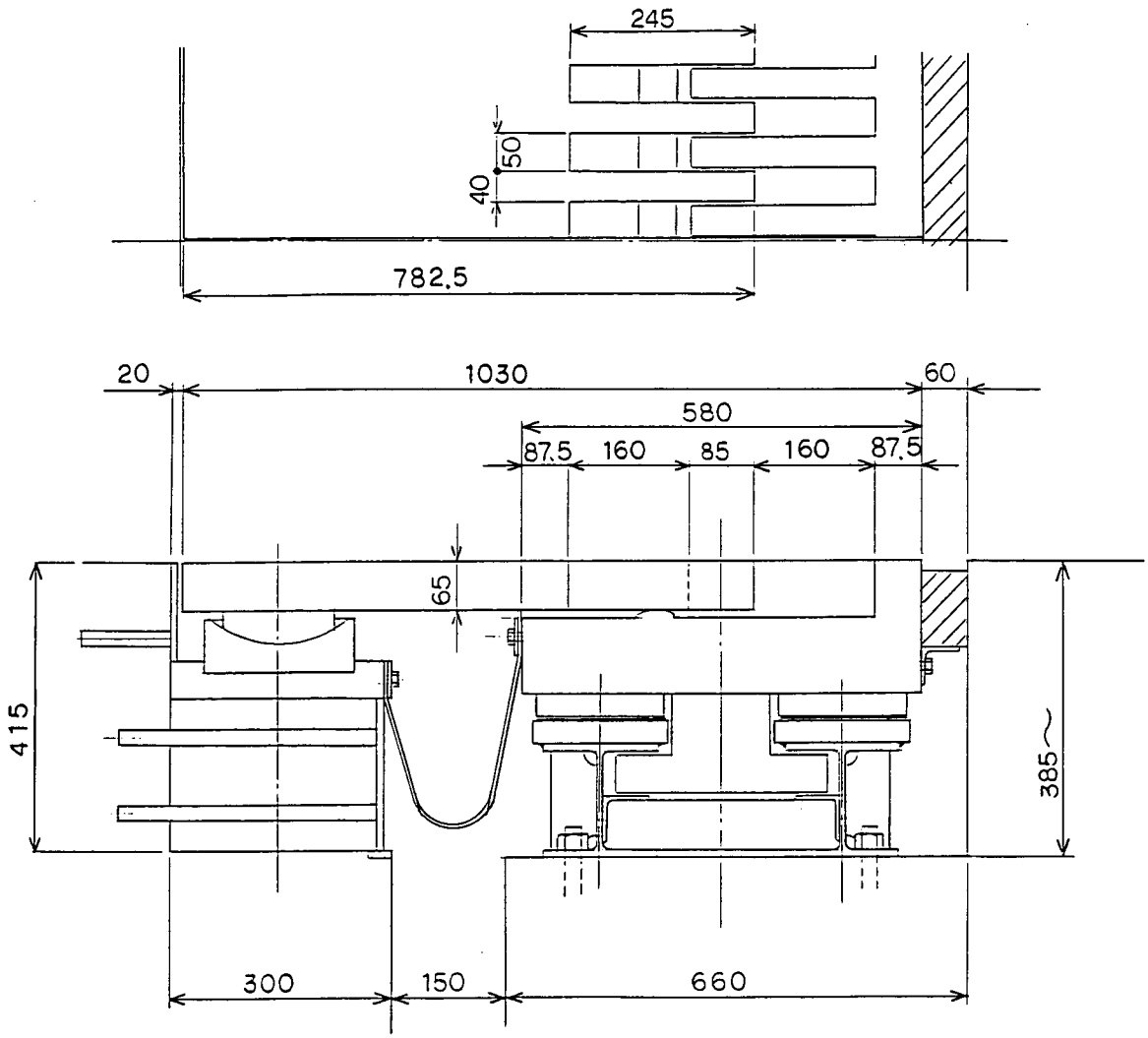
①・②より、設計移動量は常時と地震時における桁の伸び量および縮み量の大きい値を加算して決定する。

設計移動量 $\triangle L = (+\triangle L_{max}) + (-\triangle L_{max})$

$= 65 + 145 = 210$ mm

iii)構造設計

(3)項の設計法にしたがい、試設計を行った伸縮装置の標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了後の状態を図－2.1.48に示す。



図－2.1.48　試設計例（標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了後）

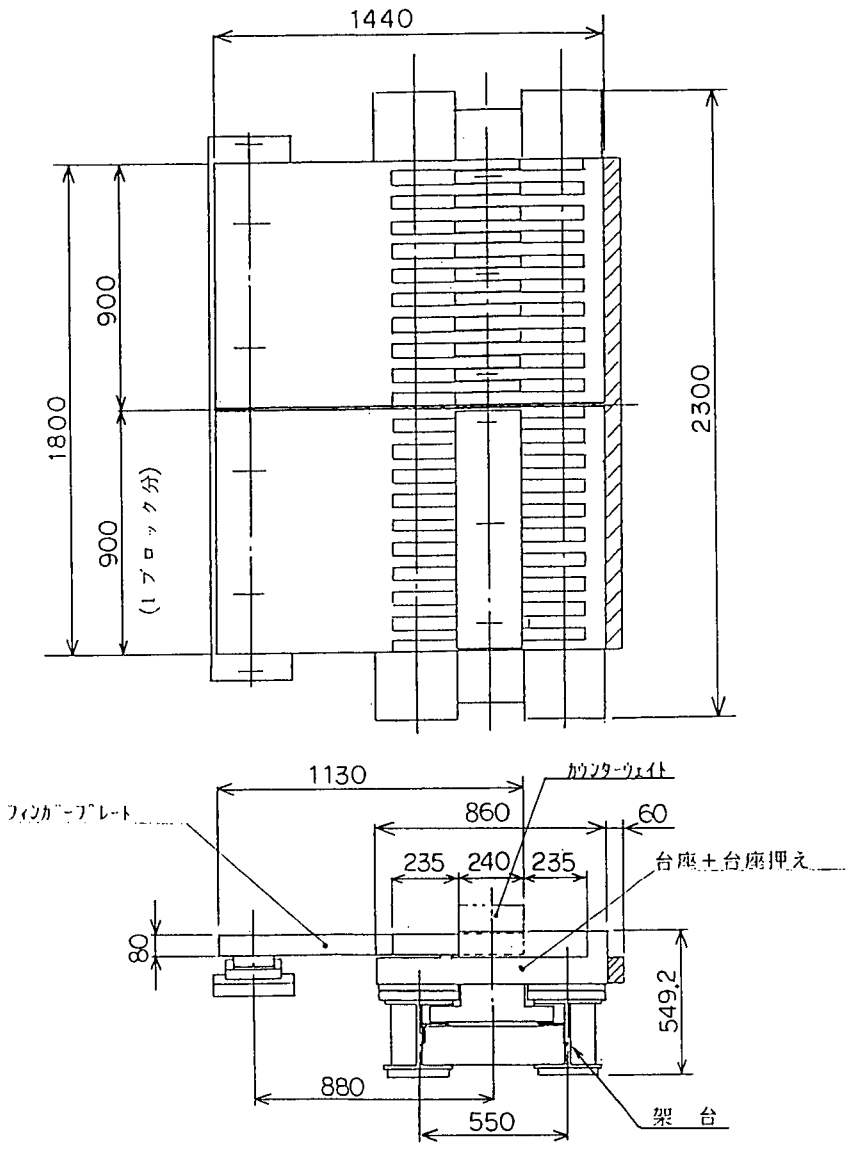
(7) 実証実験

本伸縮装置が橋桁の全ての水平方向の振動に対してスムーズに作動し、抵抗荷重もきわめて小さく、免震橋梁の挙動に及ぼす影響はほとんど無視できることを確認するために、実物大スケールの試験体を用いて実証実験を行なった。

i) 試験体

本実験に用いた試験体は、橋長100m、幅員10m程度の3径間連続コンクリート橋（総上部構造重量W＝2164tf）を免震構造化した場合の橋桁の水平移動量を算出し、それを基に試設計を行なった伸縮装置の一部（2ブロック分）を用いた。

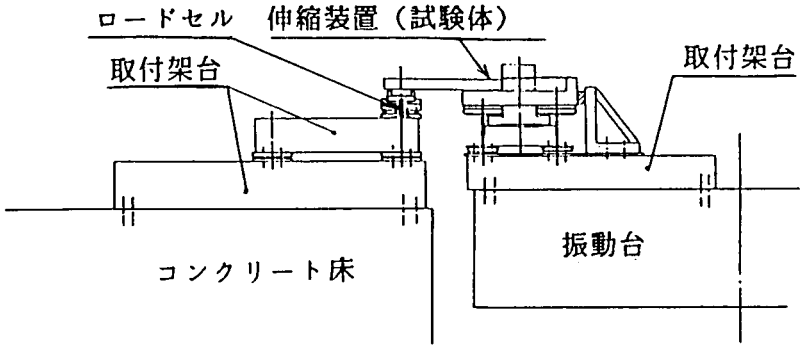
本伸縮装置の設計条件としては、設計移動量（全方向）e＝±220mm、活荷重T－20（P＝8000kgf）とした。試験体の構造寸法を図－2.1.49に示す。



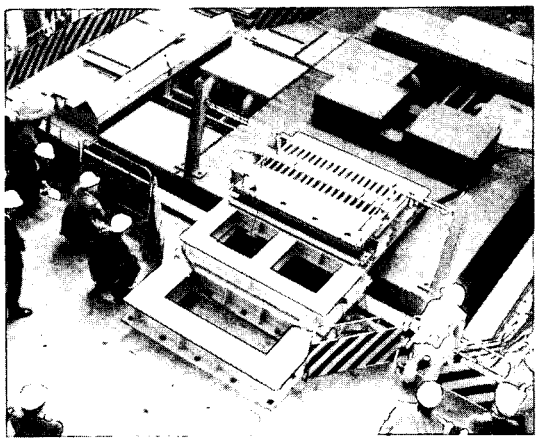
図－2.1.49 試験体

ii) 実験方法

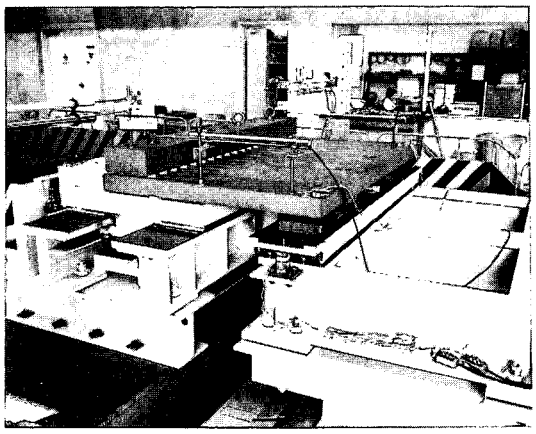
試験体を図－2.1.50および写真－2.1.1～写真2.1.2に示すように三軸振動台とコンクリート床（不動側）に架け渡して設置し、表－2.1.4に示す３ケースの正弦波と図－2.1.51に示すシュミレー ション解析により得られた免震橋の主桁の模擬応答変位波形を振動台の入力波に用いて橋軸方向、橋軸直角方向、45° 方向の３方向について加振実験を行なった。



図－2.1.50　実験概要図



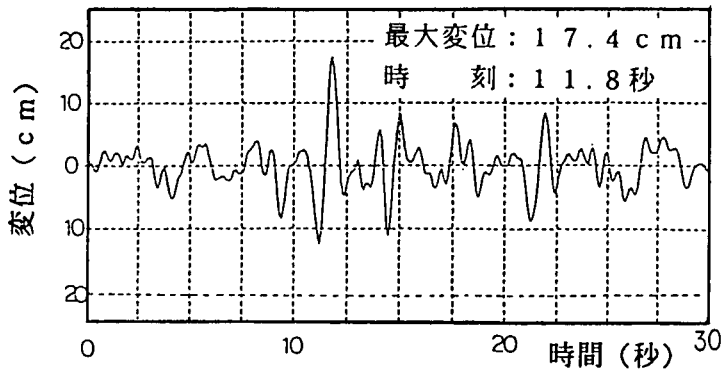
写真－2.1.1　実験全景



写真－2.1.2　試験体

表－2.1.4　正弦波による実験ケース

ケースＮｏ.	1	2	3
振 動 数 (Hz)	０．１	０．４	０．８
変　　位 (mm)	±１８０	±１８０	±１００
最大速度(cm/s)	１１．３	４５．２	５０．３
振動時間 (秒)	６０	６０	６０



図－2.1.51　免震橋の主桁の模擬応答変位波形（入力波）

iii)実験結果

① 橋軸直角方向摺動面の温度上昇

橋軸直角方向摺動面は、テフロン板とステンレス板で構成されていることから、加振時における摺動面の温度上昇を測定した結果、最も条件が厳しい正弦波ケース３で加振させたときに、摺動面の温度が加振前の２２℃から３０℃まで上昇した。

② 加振時の抵抗荷重

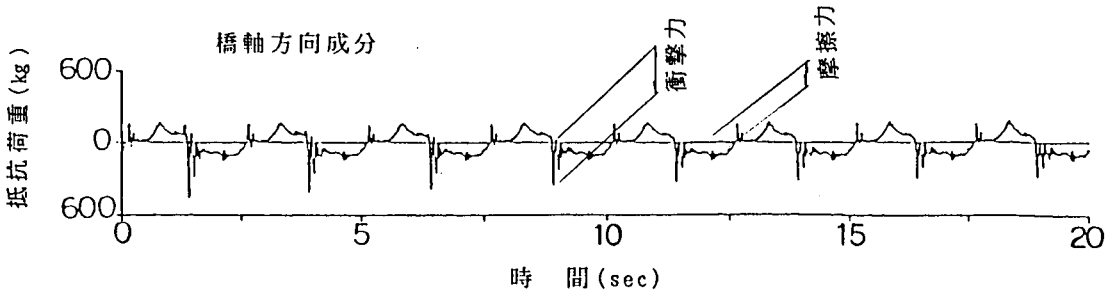
加振時の伸縮装置の抵抗荷重の代表的な時刻歴応答として、正弦波ケース２で各方向に加振させた時のグラフを図－2.1.52～図－2.1.54に示す。これらのグラフより抵抗荷重には、いくつかの大きいスパイクが存在していることがわかる。これは、フィンガプレートと台座上面櫛形部の間に起こる衝撃による抵抗荷重を表している。このことから、抵抗荷重を衝撃力と摩擦力の２つに分けて考えることができる。

正弦波加振の各ケースおよび地震波振動の抵抗荷重を表－2.1.5に示す。橋軸方向加振の抵抗力が橋軸直角方向加振の抵抗力より小さいのは、各摺動部にかかる鉛直力の大きさの違いによることが大きい。つまり、橋軸方向摺動部では、フィンガープレートのみの重量510kgfがかかり、橋軸直角方向摺動部では、台座とカウンターウェイトの重量2760kgfがかかることに起因する。

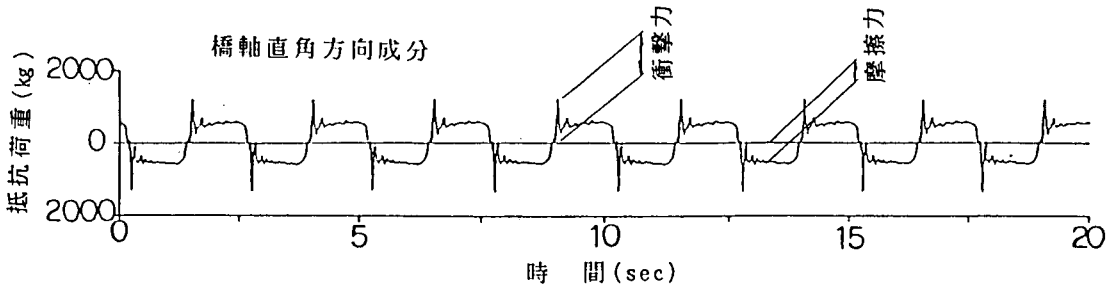
橋軸直角方向摺動部（テフロン板とステンレス板）の摩擦係数は、本実験結果から約0.2であった。この摩擦係数は、本実験の振動条件（最大速度11.3cm/s から50.3cm/s）において少し高いと考えられるが、テフロン板とステンレス板の摺動について考えると面圧が小さいため（テフロン板の面圧３kgf/cm²）決して例外的に高いものではない。

45°方向正弦波加振の場合の橋軸方向成分抵抗力は、橋軸方向加振の抵抗力より大きくなっているが、橋軸直角方向成分抵抗力は橋軸直角方向加振の抵抗力とほぼ同じ結果を得た。45°方向正弦波加振の橋軸方向成分抵抗力が橋軸方向加振の抵抗力より大きいのは、橋軸方向摺動面が45°加振のためフィンガプレート底面だけでなく、側面の抵抗も追加されたことに起因している。

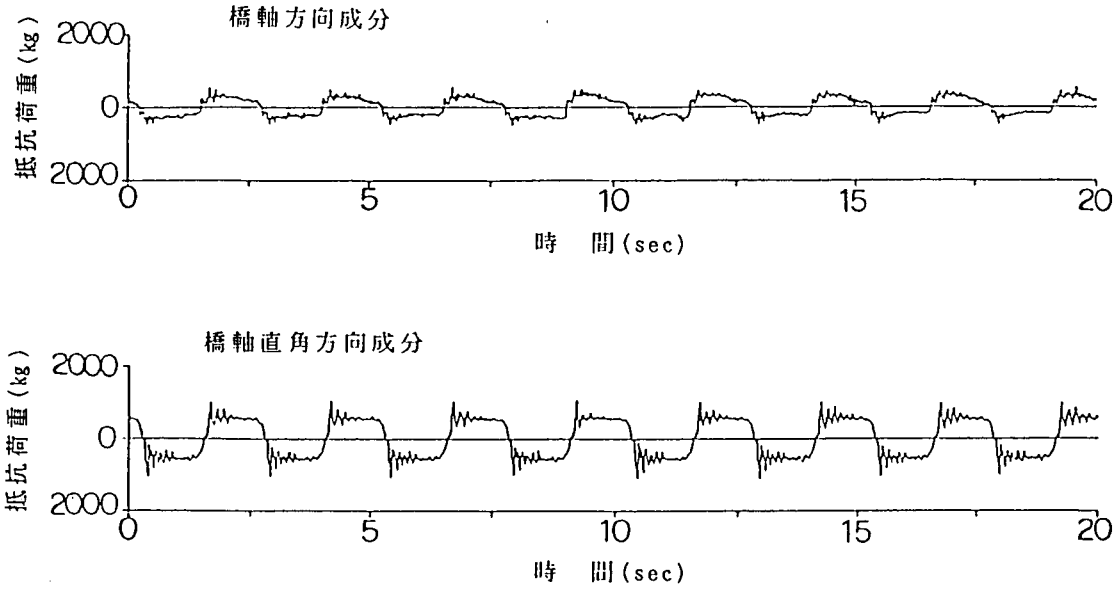
正弦波加振による最大速度と抵抗荷重の関係を図－2.1.55～図－2.1.57に示す。当然のことながら、これらの図より抵抗荷重の衝撃力は速度が速くなると大きくなり、摩擦力はほぼ一定で速度とほとんど関係ないことがわかる。



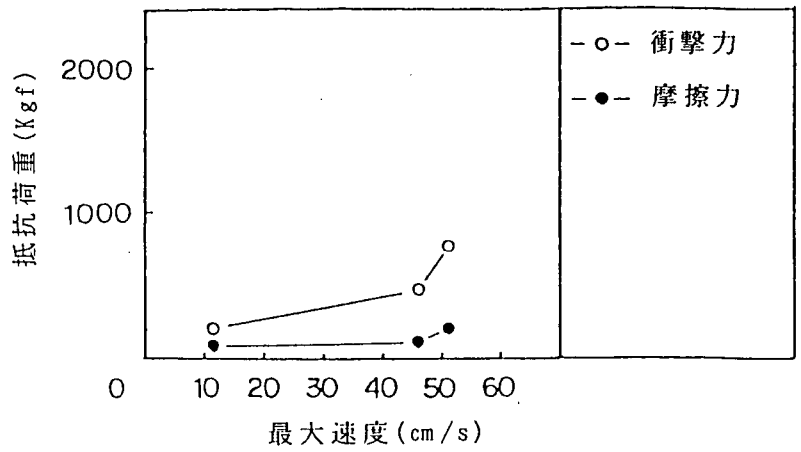
図－2.1.52　橋軸方向加振



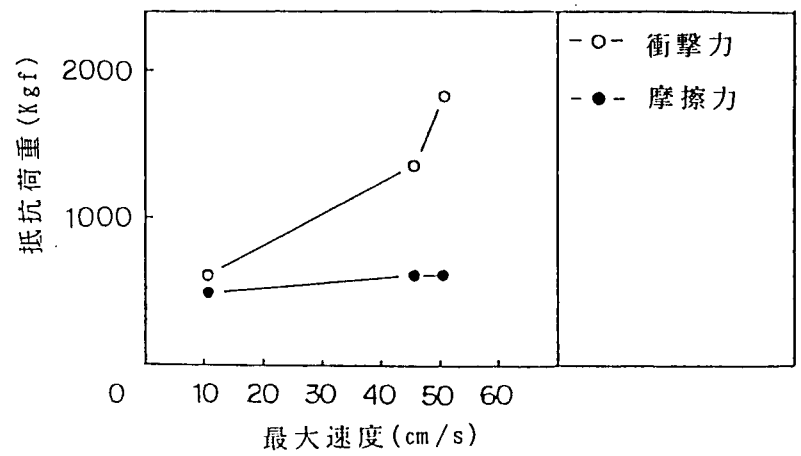
図－2.1.53　橋軸直角方向加振



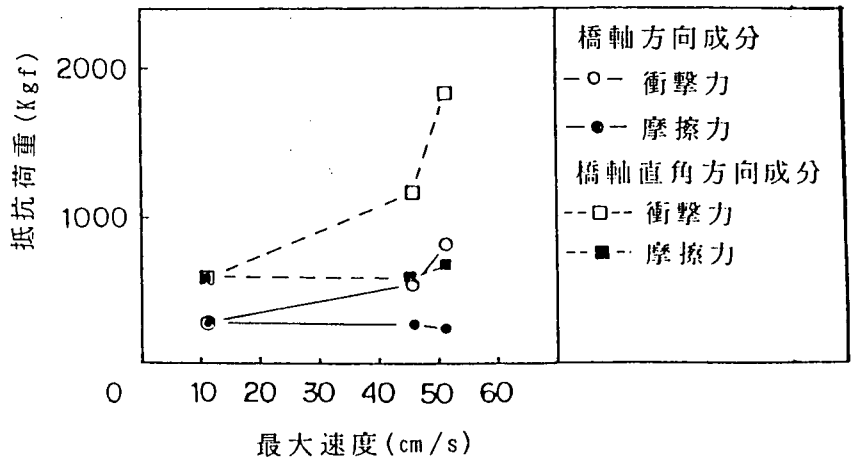
図－2.1.54　45°方向加振



図－2.1.55　橋軸方向加振



図－2.1.56　橋軸直角方向加振



図－2.1.57　45° 方向加振

表－2.1.5　振動実験による伸縮装置の抵抗荷重（２ブロック分）

振動方向	正弦波加振			地震波加振		備　考
	ケース No.	衝撃力（最大値） (kgf)	摩擦力（平均値） (kgf)	衝撃力（最大値） (kgf)	摩擦力（平均値） (kgf)	
橋軸方向	1	195	88	740	263	橋軸方向成分
	2	488	122			
	3	780	195			
橋軸直角方向	1	610	488	1880	558	橋軸直角方向成分
	2	1366	610			
	3	1829	585			
45°方向	1	293	268	621	221	上記：橋軸方向成分 下記：橋軸直角方向成分
		610	585			
	2	537	244			
		1195	595	1439	484	
	3	829	220			
		1854	683			

iv）振動時における抵抗荷重の試算

本実験の結果から、実験のために試設計に用いた免震橋に本伸縮装置を設置した場合の振動時における伸縮装置の抵抗荷重を試算する。本計算には表－2.1.5の地震波による抵抗荷重の衝撃力を使用する。モデル橋の両端に設置した伸縮装置は、幅員方向に１０ブロックで構成されていることから、伸縮装置の作動時の抵抗荷重は、表－2.1.6に示すように本実験結果の５倍となる。伸縮装置の抵抗荷重が最大となるのは、橋軸直角方向に加振したときの18.8tfとなるが、モデル橋の上部構造重量2164tfの0.8%にすぎない。

表－2.1.6　振動時における抵抗荷重の試算結果

振動方向	抵抗荷重　(tf)	備　考
橋軸方向	0.74×5×2set= 7.4	橋軸方向成分
橋軸直角方向	1.88×5×2set=18.8	橋軸直角方向成分
45°方向	0.62×5×2set= 6.2	橋軸方向成分
	1.44×5×2set=14.4	橋軸直角方向成分

v) 結　論

実証実験結果から開発した伸縮装置の免震橋への適応性について得られた結論を以下に示す。

① 実証実験より本伸縮装置は、各方向の振動に対して十分に追従できることが実証された。

② 橋軸直角方向摺動面の振動時の温度上昇は、本実験において最も条件の厳しいケースで8℃の温度上昇が起きた。このことから、地震時においても本実験と同程度の温度上昇は、起こると考えられるが、テフロン板の使用可能な温度の範囲が－200～＋260°Cである点から、使用上問題にならないと考えられる。

③ 伸縮装置の抵抗荷重は、衝撃力と摩擦力から構成されている。衝撃力は速度が速くなると大きくなるが、摩擦力はほぼ一定で速度とはほとんど関係がない。なお、実験での本伸縮装置の橋軸直角方向摺動部の摩擦係数は、約 0.2であった。

④ 本伸縮装置を免震橋へ設置した場合の振動時における抵抗荷重は、計算結果よりモデル橋上部構造重量の約 0.8%となった。この結果から、本伸縮装置の振動時の抵抗荷重は、免震橋梁の挙動に及ぼす影響は極めて小さく、設計時において無視できるオーダーであり、本伸縮装置の免震橋への適用になんら大きな問題はないといえる。

(8) 今後の課題

本伸縮装置の完成度を高めるための今後の課題項目を以下に示す。

①走行性の向上

通常のフィンガージョイントと同様に、フィンガープレートの先端が上へもち上がり自動車が進行時に衝撃を受けたり伸縮装置が音を出したりしないような対策を検討する。

②施工性の向上

本伸縮装置の持つ品質、性能を発揮できるような施工方法を検討する。

③補修性の向上

破損しやすい部分と考えられる排水装置について、取り外し取り替えが容易な構造を検討する。

④大規模地震に対する対策

本伸縮装置においての大規模地震に対する対策として、橋梁の一部を破損し、橋桁の大移動量に追従できるような構造を検討する。

<参考文献>

1) (社)日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧，昭和４５年４月

2) 日本道路公団：設計要領第二集，平成２年７月

3) (財)国土開発技術センター：「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」，平成元年３月

4) 土木研究所 他 ２９社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その１)」
土木研究共同報告書 第４４号，平成２年３月

5) 土木研究所 他 ２８社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その２)」
土木研究共同報告書 第６０号，平成３年７月

6) Ozaki, D., kimishima, T. and Harada, T. : Development of Finger Joint Movable in Transverse Direction for Menshin Bridges, Proc . U.S-Japan Workshop on Earthquake Peoteccive Systems of Highway Bridges, National Center for Earthquake Engineering Reseach, Buffalo, New York, 1991.9.

<民側担当会社>

日本鋳造㈱，大成建設㈱

2.2　免震橋用の落橋防止構造の開発

2.2.1　免震橋用の落橋防止構造

(1) 平成3年度の研究成果の概要

本落橋防止装置は上・下部構造間の相対変位を強制的に止めることにより、落橋を防止しようとするものである。免震設計された免震橋梁を考えてみると、落橋防止装置が作動する大規模地震時には、上・下部構造間にある程度の相対速度が発生しており、落橋防止装置の作動時に過大な水平力が生じ、下部構造を損傷させるおそれがある。本研究では、この上・下部構造の相対変位を柔軟に受け止めるための緩衝装置をゴム材で開発しようとするものであり、平成2年度までは、緩衝装置の諸元を設定するためにモデル橋に対して時刻歴応答解析を行い、所定のバネ定数を有するゴム材に対しての要素試験を行った。

今年度は、要素試験の結果を基に緩衝ゴムのバネ定数算定式を提案し、装置の細部構造について検討を行い、設計条件に応じて装置の設計・製作ができるようにすることを目的として研究を行った。

3ケ年の研究開発の結果、以下のような研究成果が得られた。

① 丸鋼と積層ゴム緩衝材との圧縮特性について、次のことが明かになった。

a. 緩衝材が同じで丸鋼の径が大きくなれば、バネ定数は大きくなる。

b. 丸鋼の径が同じで緩衝材のゴム厚を変化させると、バネ定数もそれに応じて変化する。

c. 初期剛性からゴムの剛性(K_e)が明確にあらわれるまでの沈み込み量は、丸鋼の径に関係なく緩衝材が同じであれば、ほぼ一定である。

d. 繰り返し載荷によるバネ定数の変化は、1回目より2回目～5回目の方が高くなっているが、2回～5回の間ではほぼ一定であり、圧縮荷重と圧縮変形量の関係もスムーズである。

e. 耐荷力は丸鋼の径ϕ100 、ϕ150 、ϕ200 の間ではあまり差はなく、概ね200 t f程度である。

② 丸鋼と側面を拘束したゴムブロック緩衝材との圧縮特性について、次のことが明かになった。

a. バネ定数はゴムの硬度や丸鋼の径にはあまり影響を受けず、ゴムの厚さ（ゴムブロックの自由面の広さ）によって変化すると考えられる。

b. 初期剛性からゴムの剛性(K_e)が明確にあらわれるまでの沈み込み量も、バネ定数と同じようにゴムの硬度や丸鋼の径にはあまり影響を受けず、ゴムの厚さによって変化すると考えられる。

c. 繰り返し載荷によるバネ定数の変化は、1回目より2回目～5回目の方が高くなっているが、2回～5回の間ではほぼ一定であり、圧縮荷重と圧縮変形量の関係もスムーズである。

e. 耐荷力は丸鋼の径ϕ100 、ϕ150 、ϕ200 の間ではあまり差はなく、概ね200 t f程度である。

③ 要素試験結果を基にバネ定数の算定式を提案し、装置として設計法を明かにすることができた。

④ 対象橋梁をガイドラインモデル（Ⅱ種地盤）の橋台部として試設計を行い、設計例を示すとともに水平力に対するおおよその装置の規模が確認できた。

⑤ 装置の細部構造の検討を行い、施工方法および施工時の留意事項を示した。

(2) 装置の構造概要

本落橋防止装置は、ゴム材の変形によるエネルギー吸収作用により衝撃力を低減しようとするものである。基本構造は、下部構造から立ち上げた鋼棒と上部構造側に埋設した鋼殻の間にゴム緩衝材を装着して、鋼棒とゴム緩衝材の圧縮変形作用を利用する構造で、緩衝する方向によって2種類の方式がある。図－2.2.1に全方向に対して作用する方式を、図－2.2.2に橋軸方向のみに対し作用する方式の構造図を示す。

本装置の細部構造を以下に示す。

① 緩衝材はゴムと鋼板の積層構造と、ゴム材のみ（ゴムブロック）の2種類ある。

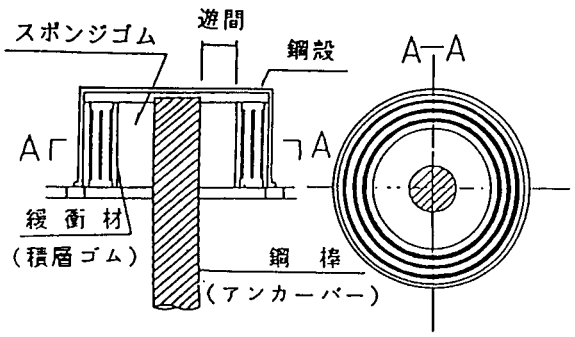
全方向タイプ -------- 積層構造の緩衝材

橋軸方向タイプ ------ 積層構造またはゴムブロックの緩衝材

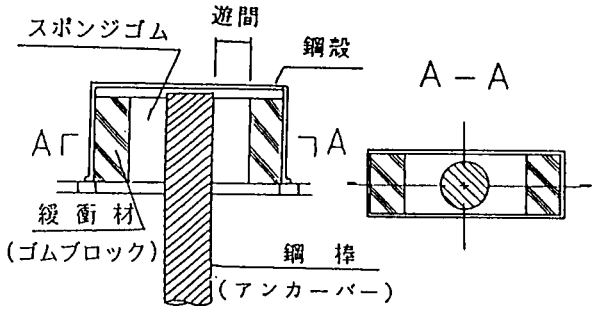
② 緩衝材は上部構造側に埋設する鋼殻の内側に固定する。

③ 鋼棒と緩衝材の空間には、主として施工時の遊間確保を目的としたスポンジゴムを挿入する。

④ 下部構造と上部構造の間のクリアランスは20mmとし、その間にはゴムパッドを挿入し、ゴミ等の浸入を防ぐ。



図－2.2.1 全方向タイプ



図－2.2.2 橋軸方向タイプ

(3) 装置の設計方法

i) 使用材料

本装置に使用する材質は表－2.2.1および表－2.2.2に示すものを標準とする。

表－2.2.1 使用材料

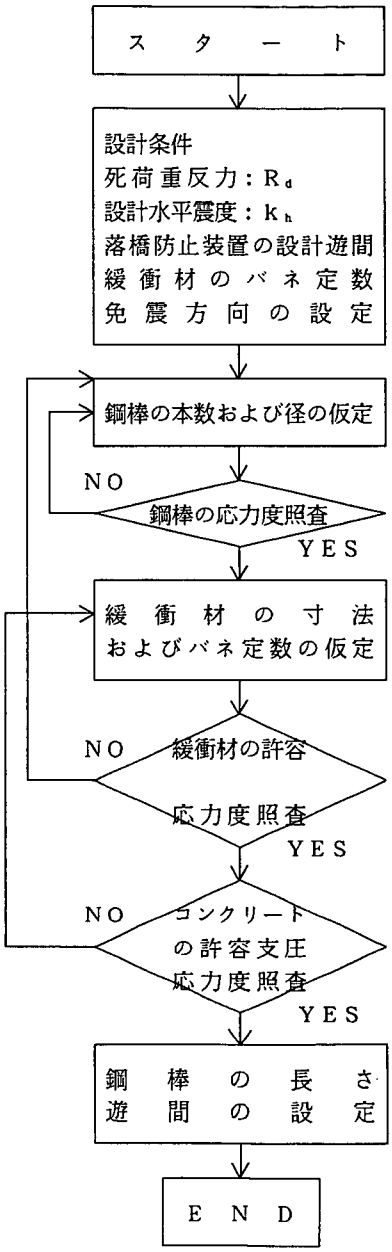
名称	材質
緩衝材	ゴム材 ---- 高減衰ゴム 鋼板 ---- SS400
鋼棒	S35C
鋼殻	SS400
スポンジゴム	ネオプレンスポンジ
ゴムパッド	クロロプレンゴム

表－2.2.2　緩衝材に使用するゴム材の物理的性質

項　目	単　位	規格値	試　験　方　法
硬　さ	度	50 以上	スプリング式硬さ試験　JIS K 6301の5
伸　び	%	350 以上	引　張　試　験　JIS K 6301の3
引張強さ	kgf/cm²	150 以上	〃　〃
耐オゾン性	――	亀裂なし	オゾン劣化試験20%伸長　JIS K 6301の16 50pphm×40℃×96hrs

ii) フローチャート

設計のフローチャートを図－2.2.3に示す。



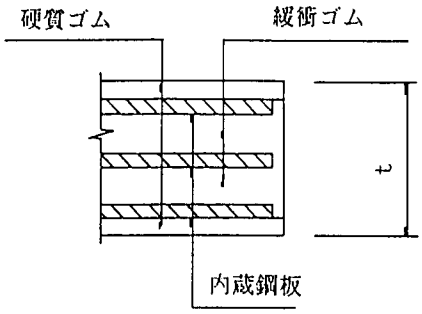
図－2.2.3　設計のフローチャート

iii)積層ゴム緩衝材

a．形状・寸法

積層ゴム緩衝材の平面形状は全方向タイプのドーナツ形と橋軸方向タイプの短形の２種類があり、断面構造は図－2.2.4で示すように、鋼板と緩衝ゴムの積層となっている。

ここでは、緩衝材の厚さをｔ、鋼棒との接触長さをＬとする。なお、これらの寸法は、本装置の設計バネ定数と設計遊間によって決まる値である。



図－2.2.4　緩衝材の断面図

b．バネ定数の算定式

1)概　要

実験値を基に、バネ定数の算定式を提案した。基本的には通常のバネ定数算定式式(2.2.1)を基準に設定した。

$$K = EA / t \qquad (2.2.1)$$

ここに、

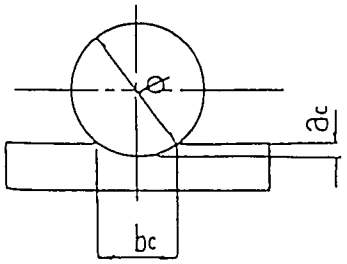
K　：バネ定数

E　：ヤング率

A　：受圧面積

t　：厚　　さ

丸鋼で積層ゴムを圧縮するタイプでは、図－2.2.5に示す沈み込量a_cが重要な物性値と考えられる。ここで提案した算定式は、a_cを算出する前に圧縮載荷幅b_cをあらかじめ設定し、沈み込量a_cおよびバネ定数K_cを算出する方法である。



図－2.2.5　圧縮載荷幅b_cおよび沈み込量a_c

2)バネ定数の算定式

バネ定数の算定式を式(2.2.2)～式(2.2.4)に示す。必要バネ定数に応じて、式(2.2.2)～式(2.2.4)の繰り返し計算により緩衝材の寸法を決めるものとする。

なお、算定式による値と実験値との比較表を、表－2.2.5 に示す。

$$K_c = T_f \cdot G_o \cdot A_c / a_c \qquad \text{---------- (2.2.2)}$$

$$A_c = b_c \cdot L \qquad \text{---------- (2.2.3)}$$

$$a_c = (\phi - \sqrt{(\phi^2 - b_c^2)}) / 2 \qquad \text{---------- (2.2.4)}$$

ここに、

K_c ：バネ定数（kgf/cm）

T_f ：実験により求めた係数で、212.0 とする。

G_o ：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）

A_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷面積（cm²）

a_c ：ゴムの圧縮変形量（cm）

b_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）で、表－2.2.3および表－2.2.4 による。

L ：緩衝材の鋼棒との接触長さ（cm）

ϕ ：丸鋼の直径（cm）

表－2.2.3　ゴムの圧縮載荷幅 b_c の基準値

（２層積層ゴム）

		丸鋼の大きさ　(mm)		
		ϕ＝100	ϕ＝150	ϕ＝200
一層の厚さ (mm)	t＝12	5.5 cm	6.5 cm	7.5 cm
	t＝16	6.5 cm	7.5 cm	9 cm
	t＝20	7.5 cm	9 cm	11 cm

表－2.2.4　ゴムの圧縮載荷幅 b_c の補正値

（１層増加する毎に補正値を加える）

		丸鋼の大きさ　(mm)		
		ϕ＝100	ϕ＝150	ϕ＝200
一層の厚さ (mm)	t＝12	0.5 cm	0.5 cm	0.5 cm
	t＝16	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm
	t＝20	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm

表－2.2.5　算定式による値と実験値との比較

緩衝材の厚さ t (mm)	丸鋼の直径 φ (mm)	算定式による値			実験値	
		ゴムの圧縮載荷幅 b_c (cm)	ゴムの圧縮変形量 a_c (cm)	バネ定数 K_c (kgf/cm)	ゴムの沈み込み量 a (cm)	バネ定数 K (kgf/cm)
12mm×2層	100	5.5	0.82	226 360	0.72	218 000
	150	6.5	0.74	297 650	0.74	321 000
	200	7.5	0.73	348 610	0.72	367 000
12mm×3層	100	6.0	1.00	203 520	0.99	231 000
	150	7.0	0.87	273 940	0.89	300 000
	200	8.0	0.83	325 040	0.93	321 000
12mm×4層	100	6.5	1.20	183 680	1.19	191 000
	150	7.5	1.00	253 180	1.09	212 000
	200	8.5	0.95	304 110	1.06	269 000
16mm×2層	100	6.5	1.20	183 680	1.14	202 000
	150	7.5	1.00	253 180	1.11	273 000
	200	9.0	1.07	285 380	1.05	295 000
16mm×3層	100	7.0	1.43	166 120	1.49	162 000
	150	8.5	1.32	218 360	1.44	205 000
	200	10.0	1.34	253 180	1.33	228 000
16mm×4層	100	7.5	1.69	150 280	1.75	142 000
	150	9.5	1.70	190 010	1.66	164 000
	200	11.0	1.65	226 360	1.63	191 000
20mm×2層	100	7.5	1.69	150 280	1.66	173 000
	150	9.0	1.50	203 520	1.76	214 000
	200	11.0	1.65	226 360	1.60	231 000
20mm×3層	100	8.0	2.00	135 680	2.11	149 000
	150	10.0	1.91	177 610	2.02	180 000
	200	12.0	2.00	203 520	1.93	207 000
20mm×4層	100	8.5	2.37	121 860	2.53	129 000
	150	11.0	2.40	155 400	2.39	137 000
	200	13.0	2.40	183 690	2.30	171 000

注）緩衝材の鋼棒との接触長さ：L＝20cm

ゴムのせん断弾性係数：G_0=8kgf/cm²

3)緩衝材の長さ

緩衝材の長さはコンクリートの許容支圧応力度を満足するように式(2.2.5)により求める。

$$L \geqq \frac{H}{(b_c + 2t) \times \sigma_{ca}} \qquad \text{---------- (2.2.5)}$$

ここに、

H　：上部構造地震時水平力（kgf）

L　：緩衝材の鋼棒との接触長さ（cm）

b_c　：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）

t　：緩衝材の厚さ（cm）

σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度（kgf/cm²）

（設計基準強度×$\frac{1}{2}$×1.5 ）

4)緩衝材の圧縮強度

要素試験の結果より、緩衝材の耐荷力は丸鋼の径φ100 、φ150 、φ200 の間ではあまり差はなく、概ね 200tf程度であることが確認できている（図－2.2.6参照）。また、ゴム材の圧縮による力－変位曲線は図－2.2.6で示すように変位硬化型の曲線を描き、ゴム材の破壊に至るまで、鋼材のように明確な降伏点は現れない。

そこで緩衝材の許容圧縮力は安全をみて耐荷力の 1／1.5とする。許容応力度は式(2.2.6)により求める。

$$\sigma_{Ra} = \frac{1/1.5 \times 200 \times 10^3}{b_c \times L} \qquad \text{---------- (2.2.6)}$$

ここに、

σ_{Ra}：緩衝材の許容応力度（kgf/cm²）

b_c　：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）

L　：緩衝材の鋼棒との接触長さ（cm）

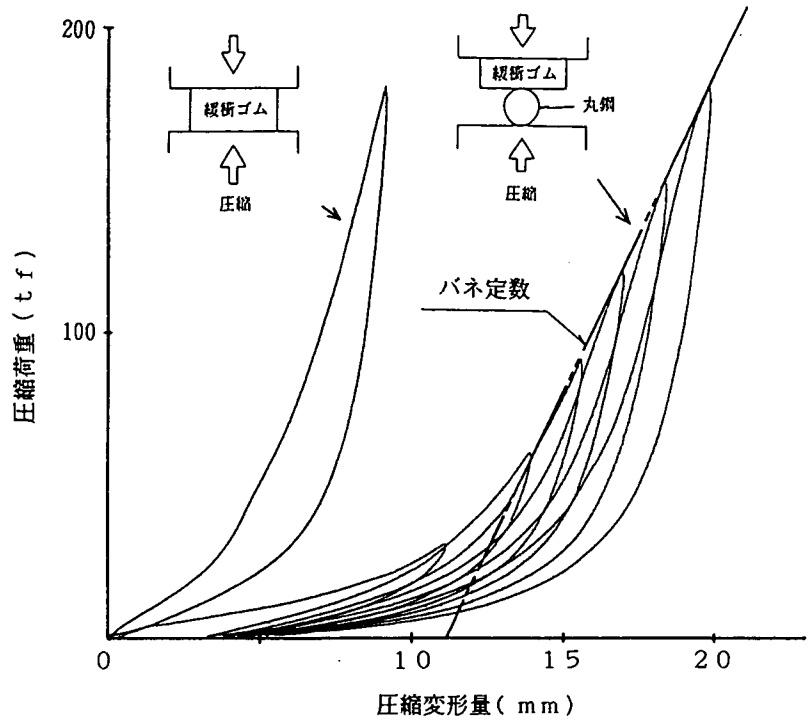
終局耐荷力の一番小さい値は、ゴム層厚 t ＝20mmの３層で丸鋼の径φ200 の場合であった。表－2.2.3 よりb_c ＝12cmとなり、緩衝材の許容応力度σ_{Ra}は以下のようになる。

$$\sigma_{Ra} = \frac{1/1.5 \times 200 \times 10^3}{12 \times 20}$$

$$= 556 \text{ kgf/cm}^2$$

ゆえに積層ゴム緩衝材の許容圧縮応力は以下のように600kgf/cm²とする。

$$\sigma_{Ra} = 600 \text{ kgf/cm}^2$$



図－2.2.6　積層ゴムの圧縮試験

（積層ゴム：12mm×４層、丸鋼φ150 ）

iv) 鋼　棒

a．径の計算

丸鋼は曲げモーメントおよびせん断力に対して照査し、その径を決定する。

1)曲げモーメントに対する検討

$$M = H \times h_1 \qquad \text{---------- (2.2.7)}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_s} \leqq \sigma_{sa} = 1900 \times 1.7 = 3230 \ \text{kgf/cm}^2 \qquad \text{---------- (2.2.8)}$$

ここに、

M　：丸鋼に作用する曲げモーメント（kgf･cm）

H　：上部構造地震時水平力（kgf）

h_1 ：（上・下部構造間の隙間）＋（L／2 ）（cm）

σ_s ：丸鋼に作用する曲げ応力度（kgf/cm²）

Z_s ：丸鋼の断面係数（cm³）

σ_{sa}：丸鋼Ｓ35Ｃの許容曲げ応力度（降伏応力度相当）（kgf/cm²）

2)せん断力に対する検討

$$\tau_s = \frac{H}{A_s} \leqq \tau_{sa} = 800 \times 1.7 = 1360 \ \text{kgf/cm}^2 \qquad \text{---------- (2.2.9)}$$

ここに、

τ_s ：丸鋼に作用するせん断応力度（kgf/㎠）

H　：上部構造地震時水平力（kgf）

A_s ：丸鋼の断面積（㎠）

τ_{sa}：丸鋼S35Cの許容せん断応力度（降伏応力度相当）（kgf/㎠）

b．長さの計算

上部構造埋込長と下部構造埋込長によって鋼棒の長さは決まる。

1)上部構造側への埋込長

上部構造側への埋込長さは、緩衝材の長さLより50mm長くとる。

2)下部構造側への埋込長

下部構造側への埋込長さは、丸鋼の直径の10倍とする。

v）鋼　設

・鋼殻はＳＳ400 を主材料とした円筒形および矩形を基本とする。

・鋼棒天端と鋼殻の間隔は50mmを基本とする。

vi）スポンジゴム

・スポンジゴムはネオプレンスポンジを主材料としたドーナツ形および矩形を基本とする。

・長さは緩衝材と同じ寸法とし、厚さは落橋防止装置の設計遊間により決まる。

vii)ゴムパッド

・材質はクロロプレンゴムとし、厚さ20mm、幅50mmの帯状の輪を基本とする。

(4) 施工一般

本装置は大きく２つの部品に分けられ、各々工場でセットした状態で現場に搬入する。

上部構造側 -------- 鋼殻・緩衝ゴム・スポンジゴム・ゴムパッド

下部構造側 -------- 鋼棒

鋼棒は下部構造天端の所定の位置に埋設しておき、その上側から被せるように鋼殻一式を据え付ける。鋼棒と鋼殻一式の位置が決まった後、鋼殻天部の初期位置設定ボルトを締め込み固定する。本装置の施工性は、従来のアンカーバー方式の移動制限装置とほぼ同様と考えられるが、以下に施工時の注意点を列記する。

① 上部構造の初期収縮分は、鋼棒と鋼殻の間に予変位を与えて初期位置設定ボルトで固定する。

② 一支点上に複数の装置を用いる場合は、予変位の量が同一になるように正確に据え付ける。

③ 鋼棒は鉛直に据え付ける。

④ 上部構造の鋼殻周辺と下部構造の鋼棒周辺はスパイラル筋および補強筋を配置するものとする。

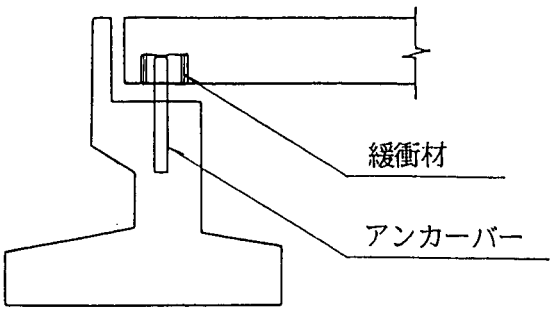
⑤ 鋼棒用の下部構造箱抜き周辺は、スパイラル筋で補強する。

(5) 設計例

i) 設計条件

① 対象橋梁

ガイドラインモデル（Ⅱ種地盤）の橋台部にアンカーバー方式の落橋防止装置を取り付けるものとする。



図－2.2.7　落橋防止装置

② 死荷重反力

橋台部全死荷重反力（A_1 橋台）：$\Sigma R_d = 305$tf

③ 設計水平震度

設計水平震度：$k_h = 0.25$

④ 免震装置の特性

免震装置の１次剛性：$K_1 = 5000$ tf/m

免震装置の２次剛性：$K_2 = 1000$ tf/m

免震装置の降 伏 力：$Q_r = 30.5$ tf

免震装置の設計変位：$u_B = 20$ cm （保有水平耐力法レベルの設計変位）

⑤ 免震方向

橋軸方向および橋軸直角方向の全方向免震とする。

ii) 設計計算

① 鋼棒の本数および径

鋼棒の本数を１本とする。

鋼棒に作用する地震時水平力は、以下のようになる。

$$\Sigma H = 2.0 \times k_h \times R_d$$

$$= 2.0 \times 0.25 \times 305 = 152.5 \text{ tf}$$

鋼棒の径はまず、せん断力に対して仮定する。

$$\tau_s = \frac{H}{A_s} \leqq \tau_{sa} = 1360 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = \frac{H}{\tau_{sa}} = \frac{152.5 \times 10^3}{1360} = 112.1 \text{cm}^2$$

径ϕは

$$\phi \geqq \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} \geqq \sqrt{\frac{4\times 112.1}{\pi}} = 11.9 \text{ cm}$$

ゆえに鋼棒の径はϕ＝180 mmと仮定する。

② 緩衝材の寸法の仮定

緩衝材の鋼棒との接触長さをＬとする。

$$\frac{H}{b_c \times L} \leqq \sigma_{Ra}=600 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L \geqq \frac{H}{b_c \times \sigma_{Ra}}$$

ここで、鋼棒の径をϕ180、緩衝材の厚さを20mm×７層と仮定し、表－2.2.3および表－2.2.4 より、比例配分で求めと、緩衝材の圧縮載荷幅b_cおよび緩衝材の鋼棒との接触長さＬは以下のようになる。

b_c ＝15.2 cm

$$L \geqq \frac{152.5\times 10^3}{15.2\times 600} = 16.7 \text{ cm}$$

ゆえに緩衝材の鋼棒との接触長さＬを17cmと仮定する。

③ 緩衝材のバネ定数および寸法

緩衝材のバネ定数K_c は免震装置の１次剛性の約２倍、２次剛性の約10倍と設定する。

$$K_c = T_f \cdot G_0 \cdot \frac{A_c}{a_c}$$

ここで、

K_c ：バネ定数　　$K_c = 2\times K_1 = 2\times 50$ tf/cm＝100 tf/cm

G_0 ：ゴムのせん断弾性係数　G_0 ＝8.0 kgf/cm^2

T_f ：係数（実験値）　　T_f ＝212.0

A_c ：緩衝材の圧縮載荷面積　$A_c = b_c \times L$

a_c ：緩衝材の圧縮変形量　$a_c = (\phi - \sqrt{(\phi^2 - b_c^2)}\ ) / 2$

ゴムの積層をｔ＝20mmの 7層とすると

b_c ＝15.2 cm

$A_c = b_c \times L = 15.2\times 17 = 258.4$ cm^2

$a_c = (\phi - \sqrt{(\phi^2 - b_c^2)}\ ) / 2 = (18 - \sqrt{(18)^2 - (15.2)^2}\ ) / 2 = 4.18$cm

$$K_c = T_f \cdot G_0 \cdot \frac{A_c}{a_c} = 212.0\times 0.008 \frac{258.4}{4.18} = 104.8 \text{ tf/cm} \fallingdotseq 100 \text{ tf/cm}$$

ゆえに緩衝材は以下のような諸値とする。

ゴムの静的せん断弾性率　$G_0 = 8.0$ kgf/cm²

ゴムの積層構造　20mm×7層

緩衝材の鋼棒との接触長さ　$L = 17$ cm

④ 鋼棒の曲げ強度の照査

曲げモーメント

$$M = H \cdot h_1$$

h_1 ：（上・下部構造間の隙間）$+\frac{1}{2}L$　$h_1 = 2.0 + \frac{17}{2} = 10.5$ cm

$$M = 152.5 \times 10^3 \times 10.5 = 1,601,250 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

鋼棒の断面係数

$$Z_s = \frac{\pi \phi^3}{32} = \frac{\pi \times (18)^3}{32} = 572.6 \text{ cm}^3$$

曲げ応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_s} = \frac{1\ 601\ 250}{572.6} = 2796 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{sa} = 3230 \text{ kgf/cm}^2$$

⑤ 緩衝材の圧縮応力度の照査

緩衝材の圧縮応力度

$$\sigma_R = \frac{H}{b_c \times L}$$

$$= \frac{152.5 \times 10^3}{15.2 \times 17} = 579 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{Ra} = 600 \text{ kgf/cm}^2$$

⑥ コンクリートの支圧応力度の照査

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_c = \frac{H}{L \times (b_c + 2t)}$$

t ：緩衝材の総厚さ

$t = 18.5$ cm（積層ゴム：20mm×7層、内蔵鋼板：4.5mm×8層、硬質ゴム：4.5mm×2層）

$$\sigma_c = \frac{152.5 \times 10^3}{17 \times (15.2 + 2 \times 18.5)} = 172 < \sigma_{ca} = \sigma_{ck} \times \frac{1}{2} \times 1.5$$

$$= 350 \times \frac{1}{2} \times 1.5$$

$$= 262.5 \text{ kgf/cm}^2$$

⑦ 鋼棒の長さ

上部構造埋込長は、緩衝材の鋼棒との接触長さより50mm長くする。

$\ell_1 = L + 50 = 170 + 50 = 220$ mm

下部構造埋込長

$\ell_2 = 10 \cdot \phi = 10 \times 180 = 1800$ mm

上・下部構造間の隙間

$d = 20$mm

鋼棒の長さ

$\ell = \ell_1 + \ell_2 + d = 220 + 1800 + 20 = 2040$ mm

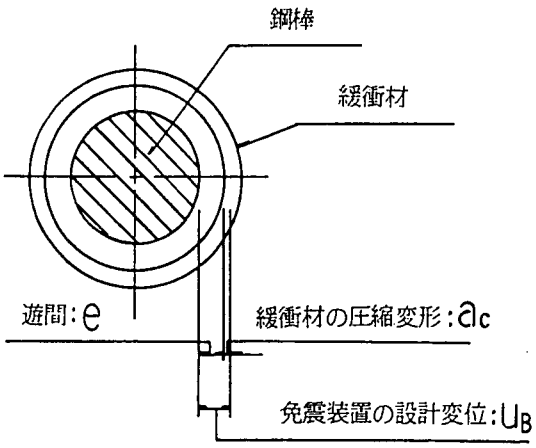
⑧ 緩衝材と鋼棒の遊間

緩衝材が圧縮変形して免震装置の設計変位になるように設計する。

遊間：e

$e = u_B - a_c$

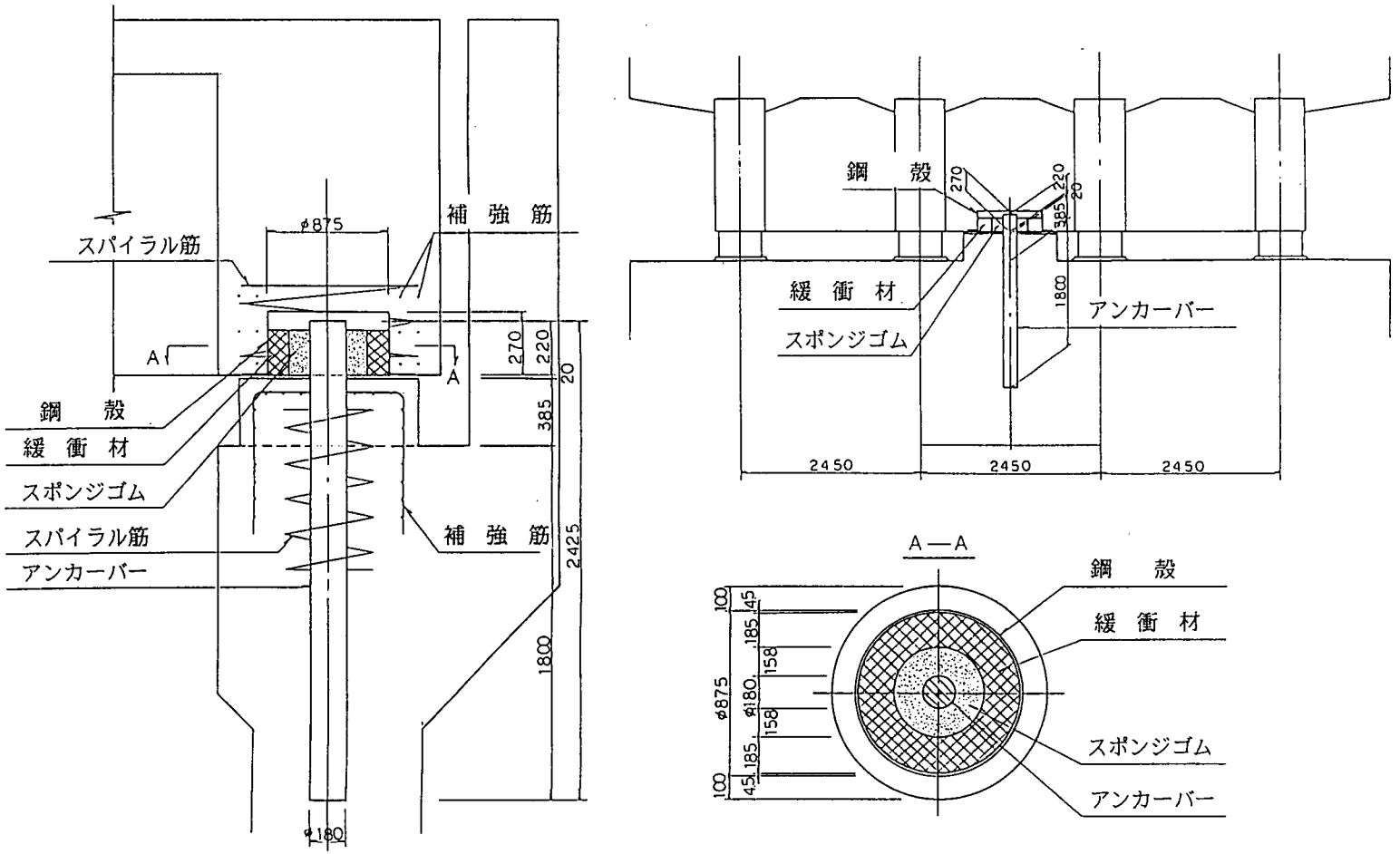
$= 200 - 42 = 158$ mm



図－2.2.8 落橋防止構造の設計遊間

⑨ 設計例

橋台部にアンカーバー方式の落橋防止装置を配置した場合の設計例を図－2.2.9に示す。



図−2.2.9　アンカーバー方式の落橋防止装置（試設計）

(6) 要素試験

要素試験は（その１）と（その２）に分けて掲載する。要素試験（その１）は積層ゴム構造の緩衝材に対して行ったもので、要素試験（その２）はゴムブロック構造の緩衝材に対して行ったものである。

i) 要素試験（その１）

① 試験概要

緩衝材と丸鋼の組み合わせによる静的な圧縮載荷試験を行い、圧縮変形量－反力特性を把握することによりバネ定数計算式を導き出すことと、また緩衝材の極限耐荷力を把握する目的で載荷試験を実施した。

② 試験ケースおよび供試体

緩衝材はゴムブロックおよび鋼板とゴムの積層タイプ２種類で試験を行った。

供試体の形状寸法を図－2.2.10に、試験ケースを表－2.2.6に、供試体の材料特性を表－2.2.7に示す。試験ケース１および２はゴムブロックと丸鋼の組み合わせで、ケース３～１１は積層ゴムと丸鋼の組み合わせである。

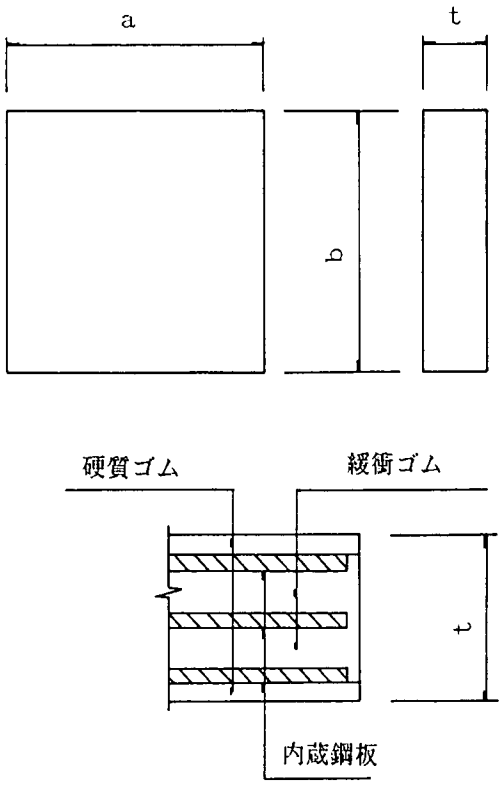
表－2.2.6 試験ケース （単位：mm）

試験ケース	緩衝材	丸鋼
	t × a × b	径 φ
1	ゴムブロック 20 × 200 × 200	φ100
2	ゴムブロック 30 × 200 × 200	φ100
3	積層ゴム 50（12×2 層）× 200 × 200	φ100 , φ150 , φ200
4	積層ゴム 65（12×3 層）× 200 × 200	〃
5	積層ゴム 80（12×4 層）× 200 × 200	〃
6	積層ゴム 55（16×2 層）× 200 × 200	〃
7	積層ゴム 80（16×3 層）× 200 × 200	〃
8	積層ゴム 100（16×4 層）× 200 × 200	〃
9	積層ゴム 65（20×2 層）× 200 × 200	〃
10	積層ゴム 90（20×3 層）× 200 × 200	〃
11	積層ゴム 115（20×4 層）× 200 × 200	〃

表－2.2.7　ゴムの物理的性質

項　　目	単　位	試 験 値	試　　験　　方　　法
硬　　さ	度	50	スプリング式硬さ試験 JIS K 6301 の 5
伸　　び	%	700	引　張　試　験 JIS K 6301 の 3
引張強さ	kgf/cm²	160	〃
耐オゾン性	——	亀裂なし	オゾン劣化試験 20%伸長 JIS K 6301 の 16 50pphm×40℃×96hrs

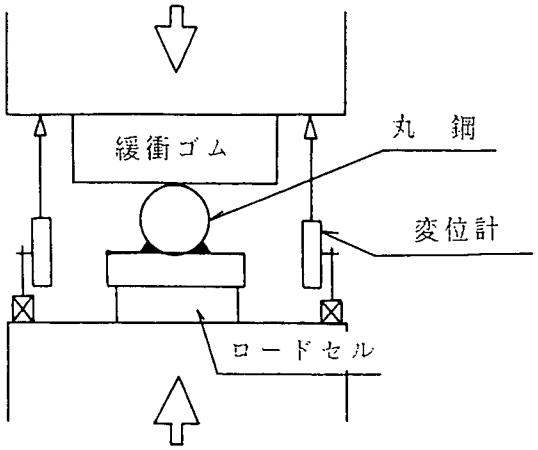
丸鋼の材質はＳＳ400 とした。



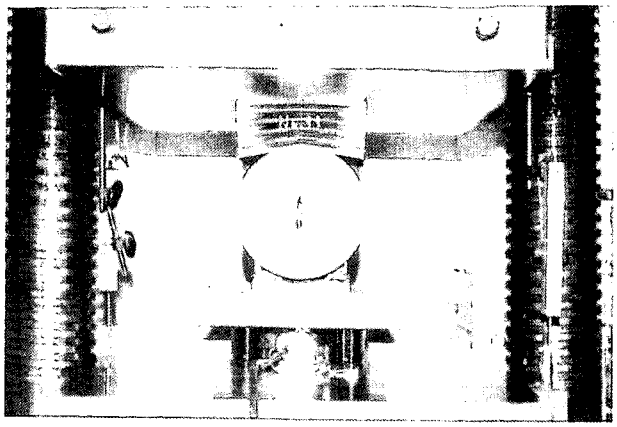
図－2.2.10　供試体の詳細図

③　試験結果

試験方法は図－2.2.11および写真－2.2.1 に示すように、圧縮試験機の間に緩衝ゴムと丸鋼を重ねてセットし、圧縮変形量と荷重を測定した。試験ケース１および２のゴムブロックとの丸鋼の組み合わせでは図－2.2.12 のグラフでわかるように両方とも圧縮荷重Ｐ＝70tfで荷重が上昇しなくなっている。これからみると側面を拘束しないゴムブロックのゴム厚を厚くしても圧縮変形量が多くなるだけで耐荷力はあまり期待できないことがわかる。



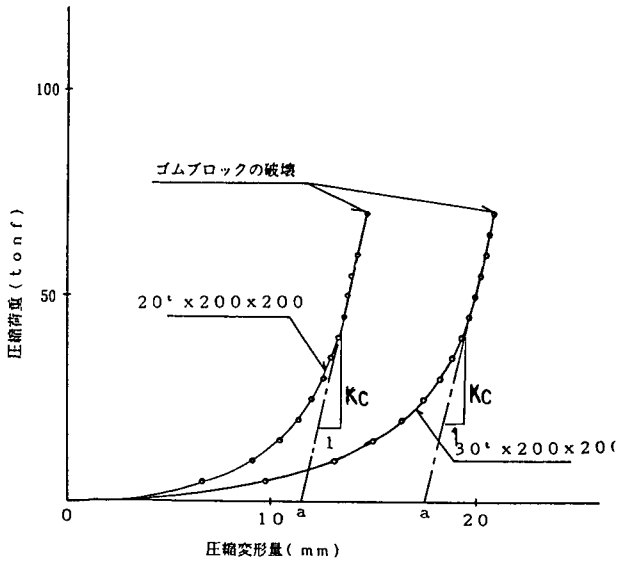
図－2.2.11　圧縮試験概要図



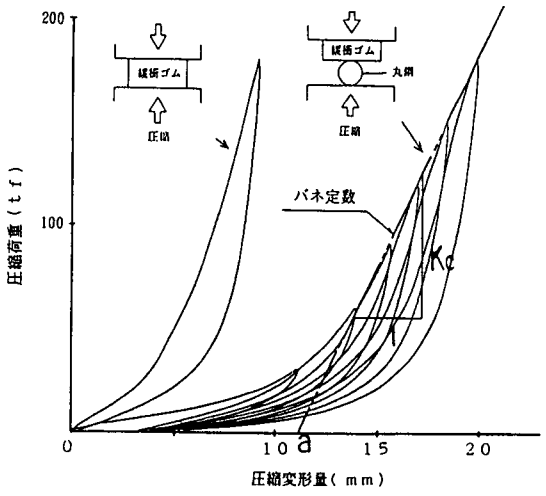
写真－2.2.1　圧縮試験状況

試験ケース３～１１は積層ゴムと丸鋼の組み合わせで、圧縮特性曲線の一例を図－2.2.13に示す。この組み合わせでの耐荷力は、丸鋼の大きさにも影響するが、概ね200tf以上あり、圧縮変形量－反力特性も動的解析でモデル化した特性曲線とほぼ同じような特性[7]を示すことがわかった。この特性曲線から得られた緩衝材のバネ定数(K_c)を表－2.2.8 、図－2.2.14に示す。

これからみると緩衝材が同じで丸鋼の径が大きくなれば、バネ定数は大きくなる傾向があり、また丸鋼の径が同じで、緩衝材のゴム厚を変化させるとバネ定数もこれに比例して変化していることがわかる。



図－2.2.12　ゴムブロックの圧縮試験

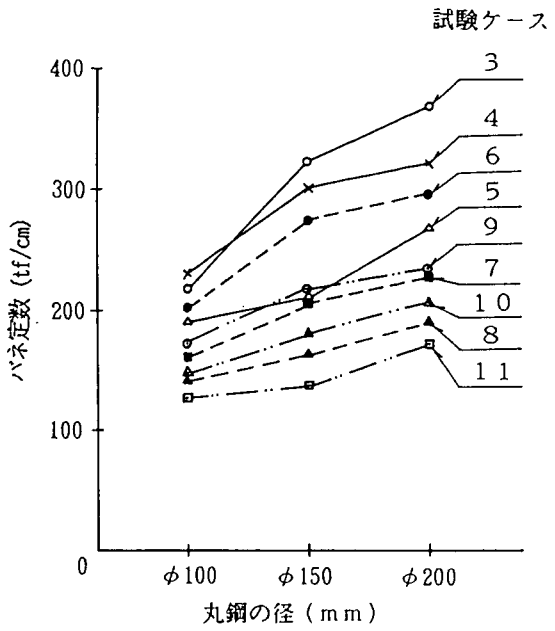


図－2.2.13　積層ゴムの圧縮試験
（試験ケース 5、φ150）

表－2.2.8　緩衝材のバネ定数(K_c)

(tf/cm)

試験ケース	丸　　鋼		
	φ100	φ150	φ200
1	227	——	——
2	206	——	——
3	218	321	367
4	231	300	321
5	191	212	269
6	202	273	295
7	162	205	228
8	142	164	191
9	173	214	231
10	149	180	207
11	129	137	171



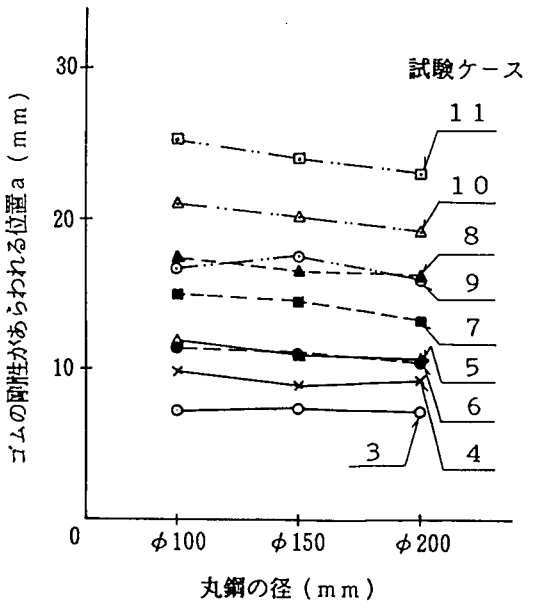
図－2.2.14　バネ定数と丸鋼の径の関係

また、ゴムの剛性が明確にあらわれるまでの位置（図－2.2.13の点a）は、各試験ケースの中で丸鋼の径に関係なく緩衝材が同じであればほぼ一定であり、その値を表－2.2.9および図－2.2.15に示す。

表－2.2.9　ゴムの剛性があらわれる位置a

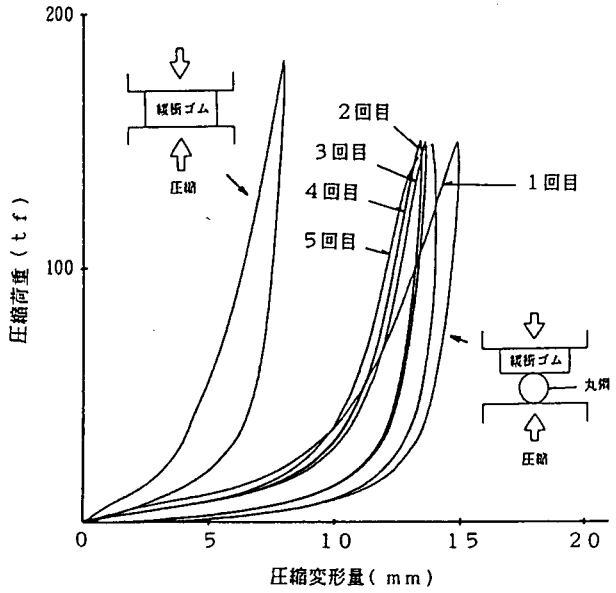
(mm)

試験ケース	丸　　鋼		
	φ100	φ150	φ200
1	11.5	——	——
2	17.5	——	——
3	7.2	7.4	7.2
4	9.9	8.9	9.3
5	11.9	10.9	10.6
6	11.4	11.1	10.5
7	14.9	14.4	13.3
8	17.5	16.6	16.3
9	16.6	17.6	16.0
10	21.1	20.2	19.3
11	25.3	23.9	23.0



図－2.2.15　ゴムの剛性があらわる位置a
と丸鋼の径の関係

繰り返しによる圧縮特性の変化を図－2.2.16に示す。繰り返し回数は５回まで行った。２回～５回は同じような特性を示したが、１回目よりバネ定数(K_c)は高くなった。これは積層ゴム内の内臓鋼板に曲げ変形が生じたためと考えられる。



図－2.1.16　積層ゴムの圧縮特性と繰り返し回数の関係
（試験ケース ６、φ150 ）

④　まとめ

数値解析で設定した落橋防止装置のバネ定数（免震装置の二次剛性の10倍）を用いた計算結果および緩衝材の要素試験結果より、緩衝材としては積層内の総ゴム厚を変化させることでバネ定数がある程度任意に設定できる積層ゴムタイプが適当であると考えられる。

今回の要素試験における積層ゴムと丸鋼の圧縮特性および耐荷力について以下のことが確認できた。

ａ．緩衝材が同じで丸鋼の径が大きくなれば、バネ定数は大きくなる。

ｂ．丸鋼の径が同じで緩衝材のゴム厚を変化させると、バネ定数もそれに応じて変化している。

ｃ．初期剛性からゴムの剛性(K_c)が明確にあらわれるまでの位置は、丸鋼の径に関係なく緩衝材が同じであれば、ほぼ一定である。

ｄ．繰り返しによるバネ定数の変化は、１回目より２回目～５回目の方が高くなっているが、２回～５回の間ではほぼ一定であり、圧縮荷重と圧縮変形量の関係もスムーズである。

ｅ．耐荷力は丸鋼の径φ100 、φ150 、φ200 の間ではあまり差はなく、概ね 200tf程度である。

ii) 要素試験（その２）

① 試験概要

ゴムブロックと丸鋼の組み合わせで、ゴムブロックの側面を拘束した状態での静的な圧縮載荷試験を行い、圧縮変形量－反力特性を把握することによりバネ定数計算式を導き出すことと、また緩衝材の極限耐荷力を把握する目的で載荷試験を実施した。

② 試験ケースおよび供試体

緩衝材はゴムブロックのみで、ゴムの硬度を３種類とし試験を行った。

供試体の形状寸法を図－2.2.17に、試験ケースを表－2.2.10に、拘束治具の形状寸法を図－2.2.18に、供試体の材料特性を表－2.2.11に示す。

表－2.2.10 試験ケース （単位：mm）

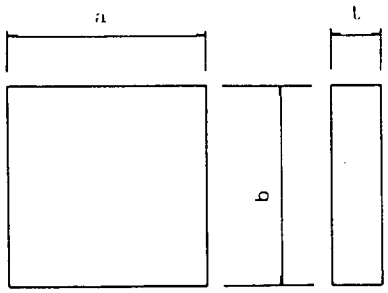
試験ケース	緩衝材（ゴムブロック）		丸　鋼
	ゴムの硬度	t × a × b	
1	50	50 × 120 × 150	φ100
2	68		
3	75		
4	50	50 × 170 × 150	φ150
5	68		
6	75		
7	50	50 × 220 × 150	φ200
8	68		
9	75		
10	50	100 × 120 × 150	φ100
11	68		
12	75		
13	50	100 × 170 × 150	φ150
14	68		
15	75		

表－2.2.11　ゴムの物理的性質

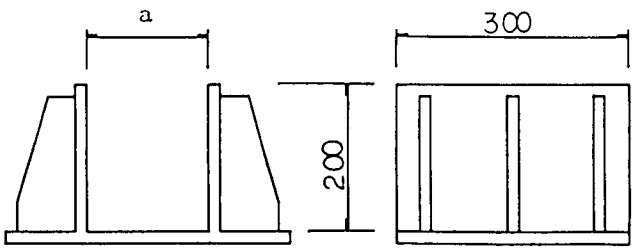
項　　目	単　位	試　　験　　値			試　験　方　法
		G_0= 6	G_0=10	G_0=15	
硬　　さ	度	50	68	75	スプリング式硬さ試験 JIS K 6301 の 5
伸　　び	%	700	410	340	引　張　試　験 JIS K 6301 の 3
引張強さ	kgf/cm²	160	148	155	〃
耐オゾン性	——	亀裂ナシ	亀裂ナシ	亀裂ナシ	オゾン劣化試験20%伸長 JIS K 6301 の 16 50pphm×40℃×96hrs

（注）G_0 はゴムの静的せん断弾性率

丸鋼の材質はＳＳ400 とした。



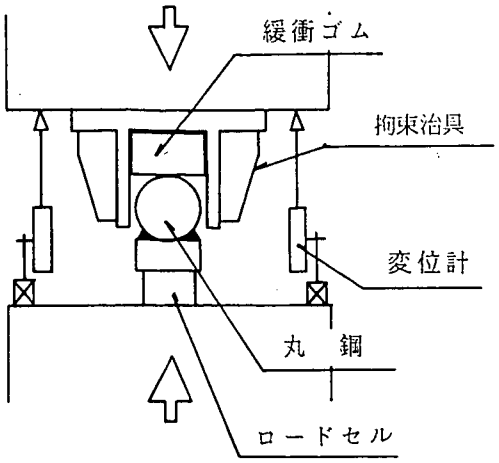
図－2.2.17　供試体の形状寸法



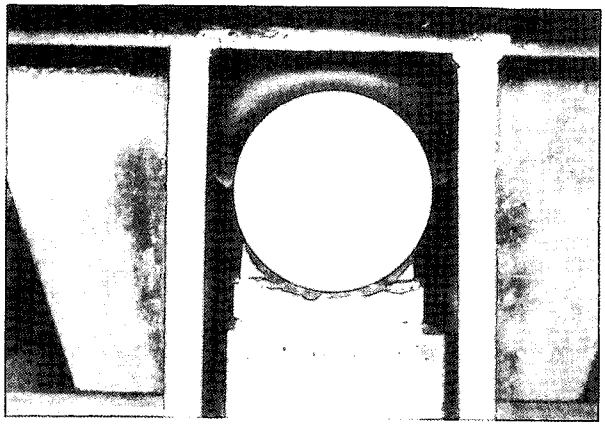
図－2.2.18　鋼製の拘束治具

③　試験結果

試験方法は図－2.2.19、写真－2.2.2に示すように、圧縮試験機の間に鋼製の拘束治具にセットした緩衝ゴムと丸鋼を重ねてセットし、圧縮変形量と荷重を測定した。緩衝ゴムは３側面が治具で拘束された状態で丸鋼より圧縮される構造である。

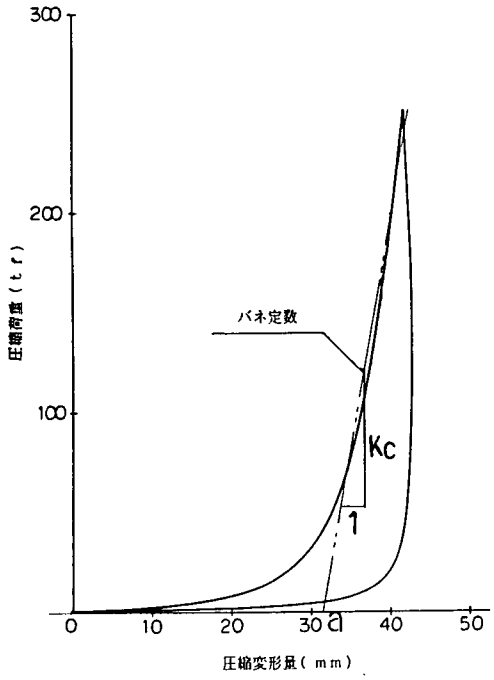


図－2.2.19　圧縮試験概要図



写真－2.2.2　圧縮試験状況

要素試験（その１）の拘束しないゴムブロックと丸鋼の組み合わせで行った試験では、圧縮荷重Ｐ＝70tfで荷重が上昇しなくなっており、ゴムブロックのゴム厚を厚くしても圧縮変形量が多くなるだけで耐荷力はあまり期待できないことがわかっていたが、要素試験（その２）では、図－2.2.20に示すように、３面を拘束した状態でゴムブロックの耐荷力を測定すると、概ね200tf以上あり、圧縮変形量－反力特性も動的解析でモデル化した特性曲線とほぼ同じような特性[7]を示すことがわかった。この特性曲線から得られた緩衝材のバネ定数(K_c)を表－2.2.12および図－2.2.21に示す。



図－2.2.20　ゴムブロックの圧縮試験

これからみると丸鋼の径がφ100以上とすれば、丸鋼の径が同じでゴムの硬度を変えてもバネ定数にはあまり影響はなく、ゴムの厚さが同じで丸鋼の径を変えても、バネ定数にはあまり影響はないと考えられる。

また、ゴム剛性があらわれる位置（図－2.2.20の点ａ）についても、ゴムの硬度とか丸鋼の径にはあまり影響されず、ゴムの厚さで変化する。ゴム厚ｔ＝50mmとｔ＝100mmのａを比較してみると、厚さが2倍になるとａの位置もおよそ2倍になっている。

表－2.2.12　緩衝材のバネ定数（K_c）

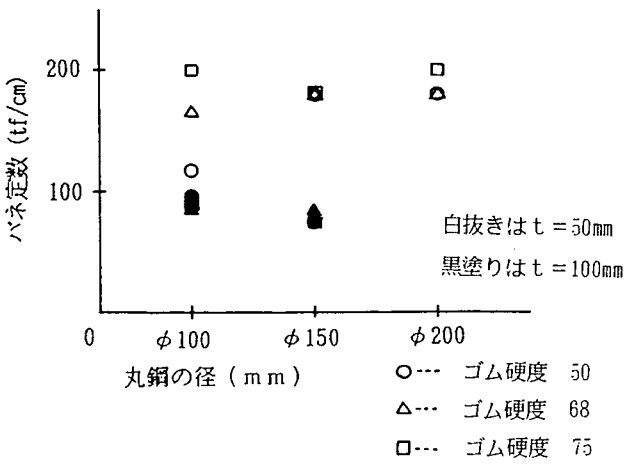
(tf/cm)

ゴムの厚さ ＼ 径・硬度	φ100			φ150			φ200		
	50	68	75	50	68	75	50	68	75
t＝ 50	133	167	200	182	182	182	182	182	200
t＝100	98	87	91	78	83	77	——	——	——

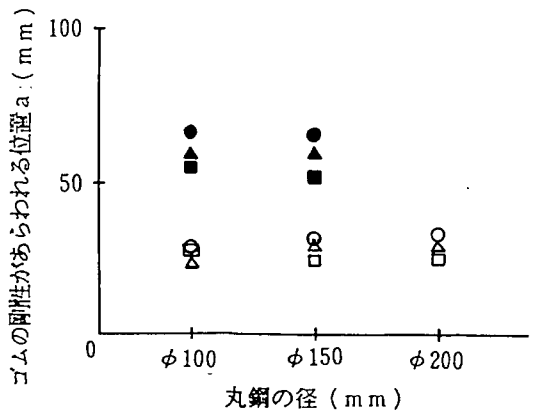
表－2.2.13　ゴムの剛性があらわれる位置ａ

(tf/cm)

ゴムの厚さ ＼ 径・硬度	φ100			φ150			φ200		
	50	68	75	50	68	75	50	68	75
t＝ 50	29	24	28	32	31	25	34	30	28
t＝100	67	60	56	66	60	52	——	——	——

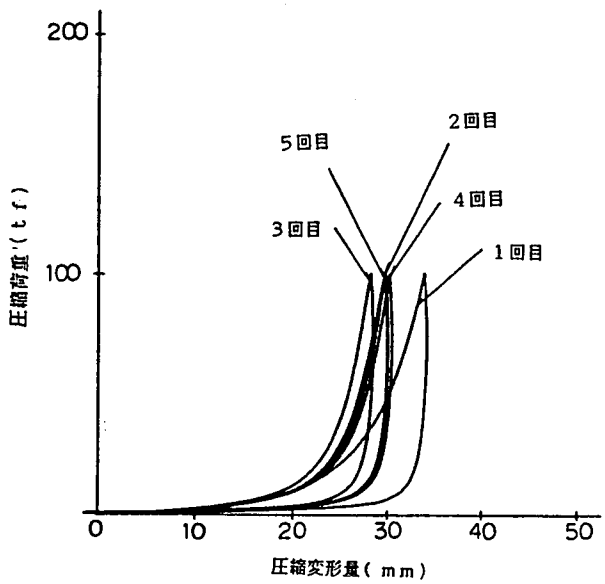


図－2.2.21　バネ定数と丸鋼の径の関係



図－2.2.22　ゴムの剛性があらわれる位置ａと丸鋼の径の関係

繰り返しによる圧縮特性の変化を図－2.2.23に示す。繰り返し回数は５回まで行った。２回～５回は同じような特性を示したが、１回目よりバネ定数(K_c)は高くなった。



図－2.2.23　ゴムブロックの圧縮特性と繰り返し回数の関係

④　まとめ

ゴムブロックと丸鋼の組み合わせにおいては、ゴムブロックの側面を拘束した状態であれば耐荷力が増大する等の特性が向上するので、緩衝装置として使用できると考えられる。ゆえにゴムブロックの緩衝材としては、橋軸方向タイプの落橋防止装置として適用できる。

今回の要素試験（その２）から、以下のことが確認できた。

a．バネ定数はゴムの硬度や丸鋼の径にはあまり影響を受けず、ゴムの厚さ（ゴムブロックの自由面の広さ）によって変化すると考えられる。

b．初期剛性からゴムの剛性(K_c)が明確にあらわれるまでの位置も、バネ定数と同じように、ゴムの硬度や丸鋼の径にはあまり影響を受けず、ゴムの厚さによって変化すると考えられる。

c．繰り返しによるバネ定数の変化は、１回目より２回目～５回目の方が高くなっているが、２回～５回の間ではほぼ一定であり、圧縮荷重と圧縮変形量の関係もスムーズである。

d．耐荷力は丸鋼の径φ100 、φ150 、φ200 の間ではあまり差はなく、概ね 200tf程度である。

〈参考文献〉

1）(社)日本道路橋会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成２年２月

2）(財)国土開発技術研究センター：「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」，平成元年3月

3）土木研究所 他 ２９社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その１）」土木研究共同報告書 第４４号，平成２年３月

4) 土木研究所 他 ２８社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）」土木研究共同報告書 第６０号，平成３年７月
5) 尾崎大輔、塚本敦之、松本史郎：免震橋用の落橋防止構造の開発、第２１回地震工学研究発表会、講演概要 No. 140 、pp 541～544 、平成３年７月
6) Daisuke Ozaki、Humio Matsumoto：Development of Falling-off Prevention Devices for Menshin Bridges、First US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridge
7) 尾崎大輔、塚本敦之、松本史郎：免震橋用の落橋防止構造の開発、第４６回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp 1386～1387 、平成３年９月

〈民側担当会社〉

東京ファブリック工業（株）、大成建設（株）

第３章　免震設計の開発に関する研究

3.1　免震設計の基本方針に関する研究

3.1.1　平成3年度の研究成果の概要

(1) 研究の経緯

平成元年度の報告書では、免震設計の基本方針として、橋梁被害レベルと構造部材の限界状態との対応付けを行い、中程度の地震をレベル1、関東地震クラスの大規模地震をレベル2として設定し、さらに「落橋」を被害レベルの一つとして考え、地震工学上考えられる最大の地震をレベル3としている。このうち、レベル1とレベル2には、当面の地震入力として、改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編（平成2年2月出版）に示された加速度応答スペクトルを使用することとし、動的応答スペクトル解析を基本とすることを提案した。

また、平成2年度の報告書では、免震設計の基本方針について、わが国の国情を具体的に考慮した検討を行った。まず、道路橋の免震設計の目的とする所を改めて検討し、

① 道路橋の免震設計の現時点での展開は、経済性の追求だけではなく耐震安全性のより一層の向上にも向けられるべきであること、

② 一般に都市が沖積地に発達しているわが国では地震動の長周期成分について慎重であるべきで、単に長周期化を図るだけでなく、高減衰化や反力分散化を合わせて実施して地震力の低減を図るべきこと、

③ 免震設計に対する社会的関心が高いことから、現行の道路橋示方書・同解説V耐震設計編との一定の整合性を考える必要があること、

等の結論を得た。道路橋の免震設計に用いる地震入力をこのような目的に沿って見直し、レベル1の静的解析に用いる地震入力には道路橋示方書・同解説V耐震設計編（平成2年2月出版）の震度法における地震入力を当面準用することし、レベル2の静的解析に用いる地震入力には同じく保有水平耐力照査用として規定されている地震力を準用することとした。ただし、レベル2においては免震設計による減衰増加の効果を地震力の低減に反映することとし、高減衰化の推進に道を開くこととした。

一方、共同研究最終年度では、免震橋梁の現実的な立場から再検討を加え、

① 震度法による設計においても、免震装置による減衰効果の一部を下部構造の設計に反映することで、免震設計のメリットの一つとしての経済的な設計を可能とし、高減衰化の推進に道を開くと同時に免震設計の普及に寄与すること、

② 橋桁間に起こり得る主要構造物間の衝突による被害は実質的には軽微なものであり、むしろ地震時のエネルギーの一部を吸収することが期待できるとの見地から、桁遊間は伸縮装置の保安上の観点から過度に大きくしないこと、

等の結論を得た。

(2) 研究の概要

前述したように、平成2年度の研究に対し地震入力が変更されるなど、基本方針に若干の修正を行う必要が生じた。そこで本年度では、本年度の報告書と平行して作成される「免震設計法マニュアル（案）」を意識し、以下の項目について検討を行った。

① 基本方針の見直し

橋梁に免震設計を適用するのに際し、免震設計が本来内在するメリットやデメリットについて検討を加え、地震入力に対する減衰による補正係数、主要構造物間の遊間に対する考え方について検討を行った。

② 免震関係用語の定義および整理

道路橋示方書・同解説V耐震設計編に掲載されている耐震設計特有の用語の他に、免震設計法ガイドライン（案）に示されているように免震設計用の用語も少なくない。その中には、同じ意味であるのに幾つかの数種の用語で表現されていたり、便利に使われているがその意味のあいまいな用語もあると思われる。これらをそれぞれ整理、定義し、また、新たに定義しておく必要があると思われる用語を取りまとめ、掲載することとした。ここでは、前記道路橋示方書・同解説V耐震設計編と免震設計法ガイドライン（案）に掲載されているもの以外について取り挙げることとした。

③ 免震設計の適用性の調査

免震設計の適用性に関する項目を本共同研究の成果から取り挙げ、それらの成果を基に効果的な免震構造システムの橋梁への適用性について調査し取りまとめた。

④ 許容塑性率の調査

地震時保有水平耐力照査に用いる許容塑性率の安全係数αを大きくとることによって橋脚の損傷度合を小さく制限した場合、すなわち許容塑性率を小さくした場合、橋脚部材の許容する耐力の実際的な値について調査し、将来の耐震安全性向上に対する評価の一資料とした。

(3) 成果の要約

平成3年度の研究成果の概要は、以下のとおりである。

① 震度法における減衰付与による応答の低減を反映するために、免震装置のエネルギー吸収に基づく補正係数c_Eを導入すること、および主要構造物間の遊間を震度法レベルの地震入力で設定することにより、基本設計の見直しを行い、平成3年度の地震レベルと限界状態を作成した。

② 免震関係用語の定義および整理を行った。

③ 免震設計の適用性について平成2年度までの研究成果をまとめ、適用すべき橋の形式について検討を加えた。

④ 橋としての減衰定数が10%である場合、免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数c_Eが0.9となり、安全係数$\alpha=3$とすると震度法で設計した一般的な鉄筋比を有する橋脚断面では地震時保有水平耐力を満足しなくなる。このため現状では、安全係数$\alpha=1.5$が妥当な値と判断された。

3.1.2　基本方針の見直し

(1) 免震設計の減衰評価

平成２年度に建設省土木研究所で行われたいくつかの免震装置の実証試験によりその履歴特性が明らかになり、等価減衰定数が概ね１０％程度以上あることが確認され、またその他の解析的研究を通して、橋梁の振動エネルギーを吸収する減衰性能を評価できることが証明された。そこで、下部構造の設計に用いる震度法の設計水平震度において、免震装置による減衰性能に対してある程度の評価を行うことが、これからの免震設計の発展にとって望ましい方向付けとなると考えられた。したがって、数多くの実験により免震装置の信頼性が増し、多くの免震橋の研究や実績が蓄積されれば、装置の減衰性能に対する評価をより高いものにすることは十分考えられることである。

具体的には、震度法において、減衰付与による慣性力の軽減を評価するものとし、表－3.1.1に示す免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数c_Eを橋の減衰定数に応じて規定し、設計水平震度の見直しを行った。また、整合性をもたせるために、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度にも、平成２年度において定めた減衰定数別補正係数c_Dではなく、今回設定したc_Eを用いることとした。ただし、動的解析においては、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編６．３動的解析に用いる地震入力の規定にしたがって、c_Dを用いることとした。

表－3.1.1　免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数：c_E

橋の減衰定数	震度法レベル	保有水平耐力法レベル
$h < 0.10$	1.0	1.0
$0.10 \leq h < 0.12$	0.9	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.9	0.8
$0.15 \leq h$	0.9	0.7

(2) 主要構造物間の遊間

平成２年度までの研究では、レベル２以下の地震動に対して橋の自由な振動を期待し、免震装置の挙動を阻害しないように桁の遊間を十分に確保し、免震装置の安定した基本性能（支持・復元・減衰・変形の各種性能）が発揮されることとしていた。

しかしながら、大きな桁の遊間は、伸縮装置を大がかりなものにし橋梁の耐久性や騒音による環境への影響などを考える上で、比較的弱点とされている問題をさらに大きくする原因となりうる。そこで、地震による主桁どうしの衝突によって桁端にもたらされる被害はコンクリートの若干の剥離といった比較的軽微なものであること、また、桁がお互いに逆位相で振動することによって起こる衝突でむしろエネルギー吸収が期待できることにより、衝突によって引き起こされる問題は少ないとの判断から桁の遊間はできるだけ小さく設定することとした。

このようなことから、桁遊間は震度法によって算出される桁の移動量程度とし、温度変化等の常時の伸

縮量との比較の上で大きい方を採用することとした。

(3) 地震レベルと限界状態

平成元年度版、2年度版と続いた免震設計の基本方針について、前述の(1)、(2)の考え方の変更に対して、地震レベルと限界状態の見直しを行い、表－3.1.3に示す免震設計の基本方針平成3年度版（案）をとりまとめた。

見直しにあたっては、以下の事項に留意した。

① 落橋防止装置は、免震装置の変形によるエネルギー吸収の機能を阻害せずにできるだけ作動しないのがよいが、作動開始に至るまでの遊間をあまりに大きくすると、上下部構造間の相対速度が大きくなりすぎ緩衝材や摩擦型のエネルギー吸収装置を有する落橋防止装置でも衝突によって生じる水平反力はかなり大きくなる。このような点を鑑み、落橋防止装置はレベル1を超える地震動に対して、作動を開始してもよいものとした。

② 平成2年度版の基本方針では、解析手法において下部構造と免震装置とが別項目になっており、免震装置のレベル1の欄には何も記載されていなかったが、解析手法が構造要素ごとに異なるのは意味がなく、また実際には免震装置もレベル1で検討を行うことから、平成3年度版の基本方針では、2つの構造要素を統一して解析手法を述べることとした。

(4) 地震入力

i) 静的解析に用いる地震入力

震度法および地震時保有水平耐力法において、橋全体系の減衰定数に応じて慣性力の軽減を評価することで、表－3.1.1に示す免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数c_Eを規定し、設計水平震度の見直しを行ったので、それらの地震入力を以下に示す。

① 震度法に用いる地震入力（レベル1）

震度法に用いる設計震度は、式（3.1.1）により算出するものとする。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots (3.1.1)$$

ここに、

k_h ：設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

k_{h0}：標準設計水平震度（0．2とする）

c_Z ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編4．3に規定される地域別補正係数

c_G ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編4．3に規定される地盤別補正係数

c_I ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編4．3に規定される重要度別補正係数

c_T ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編4．3に規定される固有周期別補正係数

c_E ：免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数であり、橋の減衰定数に応じて表－3.1.1の値とする

表－3.1.2　免震設計の基本方針平成２年度版（案）

設計段階	対象とする地震動	橋梁構造の全体的被害レベル	限界状態			解析手法	
			下部構造	免震装置	伸縮装置・落橋防止装置	下部構造	免震装置
レベル１	耐用期間年に１～２回発生する中程度の地震。	損傷は全く生じることはなく、橋梁としての機能も当然全て保障される。 被災は生じない。	弾性挙動し、許容応力度以下。	安定変形内である。 終局限界変形に対して十分余裕があり、免震装置の支持性能、復元性能、減衰性能を安定して発揮する。	伸縮装置の移動量は、遊間に対して余裕がある。 落橋防止装置は機能しない。	[静的計算法] ・震度法 [動的解析法] ・応答スペクトル法	――――
レベル２	耐用期間年に比べ、稀に発生する大規模地震。	部分的小被災は生じるが、人命に係わるような被害は生じない。橋梁としての機能は全て保持される。崩壊及び落橋はもちろん生じない。	弾性～保有水平耐力の範囲	性能保証変形内である。 終局限界変形に対して余裕はあり、免震装置の支持性能、復元性能減衰性能を発揮する。	伸縮装置の移動量は、遊間より大きくなる場合もあるが、上部構造の挙動を著しく阻害はしない。 落橋防止装置が機能を始める臨界状態。	[静的計算法] ・保有水平耐力法 [動的解析法] ・応答スペクトル法 ・時刻歴応答解析	[静的計算法] ・保有水平耐力法 [動的解析法] ・応答スペクトル法
レベル３	レベル２の地震動を越える大きさの地震動で、地震工学上考えられる最大の地震動。	損傷は大規模なものであるが、崩壊及び落橋は生じない。	――――	――――	伸縮装置の遊間を十分越える。 落橋防止装置が十分機能する。	――――	――――

表－3.1.3　免震設計の基本方針平成３年度版（案）

設計段階	対象とする地震動	橋梁構造の全体的被害レベル	限界状態			解析手法
			下部構造	免震装置	伸縮装置・落橋防止装置	
レベル１	耐用期間年に１～２回発生する中程度の地震。	損傷は全く生じることはなく、橋梁としての機能も当然全て保障される。 被災は生じない。	弾性挙動し、許容応力度以下。	安定変形内である。 終局限界変形に対して十分余裕があり、免震装置の支持性能、復元性能、減衰性能を安定して発揮する。	伸縮装置の移動量は、遊間に対して余裕がある。 落橋防止装置は機能しない。	[静的計算法] ・震度法 [動的解析法] ・応答スペクトル法
レベル２	耐用期間年に比べ、稀に発生する大規模地震。	部分的小被災は生じるが、人命に係わるような被害は生じない。橋梁としての機能は全て保持される。崩壊及び落橋はもちろん生じない。	弾性～保有水平耐力の範囲	性能保証変形内である。 終局限界変形に対して余裕はあり、免震装置の支持性能、復元性能減衰性能を発揮する。	伸縮装置の移動量は、遊間より大きくなる場合もあるが、上部構造の挙動を著しく阻害はしない。 落橋防止装置は機能中である。	[静的計算法] ・保有水平耐力法 [動的解析法] ・応答スペクトル法 ・時刻歴応答解析
レベル３	レベル２の地震動を越える大きさの地震動で、地震工学上考えられる最大の地震動。	損傷は大規模なものであるが、崩壊及び落橋は生じない。	―――	―――	伸縮装置の遊間を十分越える。 落橋防止装置が十分機能する。	―――

② 地震時保有水平耐力法に用いる地震入力（レベル２）

地震時保有水平耐力法に用いる設計震度は、式（3.1.2）により算出するものとする。

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0} \quad \cdots\cdots (3.1.2)$$

ここに、

k_{hc} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度（小数点以下２けたに丸める）

k_{hc0}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値（１．０とする）

c_z ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編４．３に規定される地域別補正係数

c_I ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編４．３に規定される重要度別補正係数

c_R ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編５．３．２に規定される振動特性別補正係数

c_E ：免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数であり、橋の減衰定数に応じて表－3.1.1の値とする

ii）動的解析に用いる地震入力

応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは、平成２年度の報告書に示すとおりである。すなわち、従来の減衰定数別補正係数c_Dを用いたもので、静的解析の震度法に対する動的解析用入力（レベル１）は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編６．３．１応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル（レベル１の標準加速度応答スペクトルで表－3.1.4に示す）とし、また同地震時保有水平耐力法に対する動的解析用入力（レベル２）は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編５．３．２に規定される振動特性別補正係数c_Rの長周期側の等価固有周期T_{EQ}の指数を-2/3から-1に改訂し、加速度応答スペクトルの形にしたもの（レベル２の標準加速度応答スペクトルで表－3.1.5に示す）とした。

前年度の報告書と重複するが、時刻歴応答解析法に用いる地震入力と合わせて以下に掲載する。

a．応答スペクトル法に用いる地震入力

① レベル１の応答スペクトル法に用いる地震入力

レベル１の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは、原則として耐震設計上の地盤面において与え、式(3.1.3）により算出するものとする。

$$S_I = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{I0} \quad \cdots\cdots (3.1.3)$$

ここに、

S_I ：レベル１の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

c_z ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編４．３に規定される地域別補正係数

c_I ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編４．３に規定される重要度別補正係数

c_D ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編６．３に規定される減衰定数別補正係数

S_{I0}：表－3.1.4に示すレベル１の標準加速度応答スペクトル

② レベル２の応答スペクトル法に用いる地震入力

レベル２の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは、原則として耐震設計上の地盤面において与え、式(3.1.4) により算出するものとする。

$$S_2 = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{20} \quad \cdots\cdots (3.1.4)$$

ここに、

S_2 ：レベル２の応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル

c_z ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編４．３に規定される地域別補正係数

c_I ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編４．３に規定される重要度別補正係数

c_D ：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編６．３に規定される減衰定数別補正係数

S_{20}：表－3.1.5に示すレベル２の標準加速度応答スペクトル

b．時刻歴応答解析法に用いる地震入力

① レベル１の時刻歴応答解析に用いる地震入力

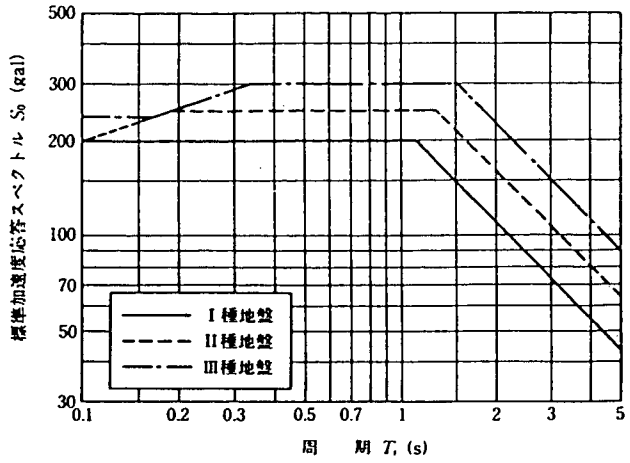
レベル１の時刻歴応答解析に用いる地震入力は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の参考資料Ⅲ．設計地震入力に関する資料の表-参Ⅲ．６時刻歴応答解析用標準波形例を用いるものとする。この標準波形の加速度応答スペクトルは、減衰定数が５％の場合にレベル１の標準加速度応答スペクトルS_{10}にほぼ一致している。

② レベル２の時刻歴応答解析に用いる地震入力

レベル２の時刻歴応答解析に用いる地震入力は、平成２年度の報告書の図－3.1.6に示した時刻歴応答解析用標準波形例を用いるものとする。この標準波形の加速度応答スペクトルは、減衰定数が５％の場合にレベル２の標準加速度応答スペクトルS_{20}にほぼ一致している。

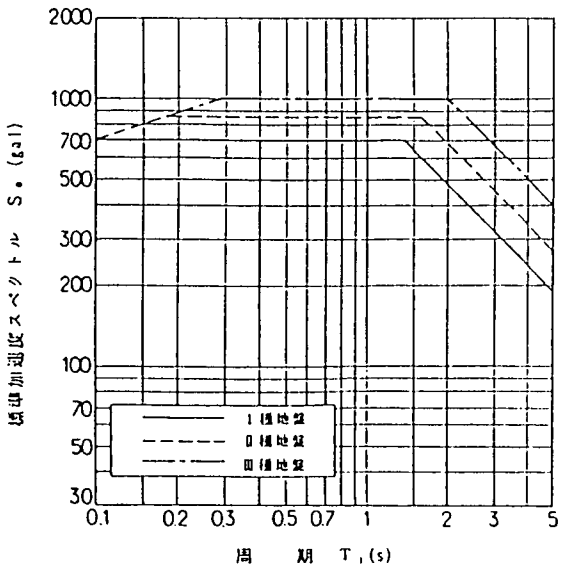
表－3.1.4　レベル１の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	固有周期Ti(s)に対するS_{10}(gal)		
Ⅰ種	$Ti < 0.1$ $S_{10} = 431\,Ti^{1/3}$ ただし，$S_{10} \geq 160$	$0.1 \leqq Ti \leqq 1.1$ $S_{10} = 200$	$1.1 < Ti$ $S_{10} = 220 / Ti$
Ⅱ種	$Ti < 0.2$ $S_{10} = 427\,Ti^{1/3}$ ただし，$S_{10} \geq 200$	$0.2 \leqq Ti \leqq 1.3$ $S_{10} = 250$	$1.3 < Ti$ $S_{10} = 325 / Ti$
Ⅲ種	$Ti < 0.34$ $S_{10} = 430\,Ti^{1/3}$ ただし，$S_{10} \geq 240$	$0.34 \leqq Ti \leqq 1.5$ $S_{10} = 300$	$1.5 < Ti$ $S_{10} = 450 / Ti$



表－3.1.5　レベル２の標準加速度応答スペクトル

地盤種別	固有周期Ｔ(ｓ)に対するＳ$_{20}$(gal)		
Ⅰ種	Ｔ≦１．４ Ｓ$_{20}$＝７００		１．４＜Ｔ Ｓ$_{20}$＝９８０／Ｔ
Ⅱ種	Ｔ＜０．１８ Ｓ$_{20}$＝１５０６Ｔ$^{1/3}$ ただし，Ｓ$_{20}$≧７００	０．１８≦Ｔ≦１．６ Ｓ$_{20}$＝８５０	１．６＜Ｔ Ｓ$_{20}$＝１３６０／Ｔ
Ⅲ種	Ｔ＜０．２９ Ｓ$_{20}$＝１５１１Ｔ$^{1/3}$ ただし，Ｓ$_{20}$≧７００	０．２９≦Ｔ≦２．０ Ｓ$_{20}$＝１０００	２．０＜Ｔ Ｓ$_{20}$＝２０００／Ｔ



3.1.3　免震関係用語の定義および整理

道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に掲載されている耐震設計特有の用語の他に、免震設計法ガイドライン（案）に示されているように免震設計用の用語も少なくない。その中には、同じ意味であるのに幾つかの数種の用語で表現されていたり、便利に使われているがその意味のあいまいな用語もあると思われる。これらをそれぞれ整理し、定義し、また、新たに定義しておく必要があると思われる用語を取りまとめ、掲載することとした。ここでは、前記道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編と免震設計法ガイドライン（案）に掲載されているもの以外について取り挙げることとする。

(1) 留意事項

以下の3項目に留意し取りまとめた。

① 基本的かつ重要な用語

→「用語の定義」として掲載し統一しておくべき用語

② 使用すると便利な用語

→長い言葉で表現しなければならない概念を意味する用語等「用語の定義」に掲載するほどではないが、共同研究内で統一しておいたほうが良いと思われる用語

③ 一般の技術者が免震システムをわかりやすく認識することができるようにするための端的な用語

→統一するまでもないが、こういった意味で使用するという用語

(2) 定義および整理

定義および整理した免震関係の用語を表-3.1.6および表-3.1.7に示す。表中の備考の欄の凡例は以下のとおりである。

① 基本的かつ重要な用語…備考の印：◎

② 使用すると便利な用語…備考の印：○

③ 一般の技術者が免震システムをわかりやすく認識することができるようにするための端的な用語

…備考の印：△

表－3.1.6　免震関係用語の定義および整理（その１）

用　　語	定　　義	備　考
免震橋	免震設計された橋梁	◎
免震支承	免震装置と同義語	△
レベル１	耐用期間年に１～２回発生する中程度の地震動を対象にした設計段階で、橋梁の構造系に損傷は全く生じることがなく橋梁としての機能も全く保障される。入力地震動は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の震度法に用いられている入力と同じである。*)	○
レベル２	耐用期間年に比べ稀に発生する大規模地震を対象にした設計段階で、橋梁の構造系にひびわれ等の部分的な損傷は生じることがあるが、橋梁としての機能は保持される。入力地震動は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の地震時保有水平耐力法に用いられている入力と同じである。*)	○
レベル３	レベル２の地震動を越える地震工学上考えられる最大の地震動を対象とした設計段階で、損傷はレベル２より大きいが、入力地震動は理念的なものとして規定しておらず、また一般の免震設計では取り扱わない。	○
短周期領域	加速度応答スペクトルにおいて、スペクトルが水平および左下がりになる固有周期の短い領域　（共同研究の中ではＡ領域と呼ぶ場合もある）	○
長周期領域	加速度応答スペクトルにおいて、スペクトルが右下がりになる固有周期の長い領域（共同研究の中ではＢ領域と呼ぶ場合もある）	○
免震装置のｴﾈﾙｷﾞｰ吸収特性に基づく補正係数	免震装置のエネルギー吸収を考慮した橋の減衰定数に応じて定める設計水平震度の補正係数	◎

*）本共同研究における入力地震動は、表－3.1.2 および表－3.1.3 に掲載されている標準加速度応答スペクトルであり、一方、免震設計マニュアル（案）における入力地震動は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の震度法および保有水平耐力法の入力地震動と整合している。両者の相違点は、長周期領域におけるスペクトルの勾配であり注意を要する。

表－3.1.7　免震関係用語の定義および整理（その２）

用　　語	定　　義	備　考
免震装置の基本性能	上部構造を鉛直方向に支える支持性能、上部構造を水平に支え現位置に復帰させる復元性能、上部構造の振動エネルギーを吸収する減衰性能、地震時の大きな変位に追従する変形性能の４つの基本性能	○
免震装置の降伏荷重	免震装置をバイリニア型履歴特性に設定した場合の履歴曲線と荷重軸との交点の値	○
免震装置の降伏強度	免震装置をバイリニア型履歴特性に設定した場合の原点を通る一次剛性を持つ直線と履歴曲線との交点	○
初期変位	温度変化の影響を除くクリープや乾燥収縮の影響などの荷重による橋桁の移動によって上下部構造間に生じる相対変位	△
支承の予変形	初期変位により支承にせん断変形が生じ、せん断力が内在している状態	△
ノックオフ装置	橋台の胸壁に設ける伸縮装置の一種で、桁端と胸壁間の遊間に対して桁と橋台との相対変位が大きくなった場合の衝突時に胸壁の一部が橋台背面方向に移動できる構造を待った装置	◎
免震橋用伸縮装置	免震橋の複雑な桁の移動に対して追従できる構造を持った伸縮装置	△
緩衝材付き移動制限装置	落橋防止構造のうち可動支承部に設けるもので、緩衝材によって上下部構造間の過大な相対変位を柔らかく抑止するための装置	△
非免震橋	免震橋の研究や設計を行う上で、比較の対象として用いられる橋梁であり、支承の減衰の効果を見込めない橋梁	△

3.1.4　免震設計の適用性の調査

3年間にわたる本共同研究から得られた研究成果は、免震橋梁の設計において、設計者の労をはぶくばかりではなく、より適切な免震橋梁の計画や設計に大きな影響を与え、かつ、正しい道標になると思われる。ここでは、平成2年度までに得られた研究成果が、免震橋の基本的な特性を表しているものと考え、各研究グループごとに個々に述べられている免震設計の適用性に関する知見を以下の項目についてまとめて取り上げ列記した後、望ましい免震橋の姿について述べることとする。

- 橋梁要素
  - 免震装置
  - 下部構造
  - 構造細目
- 橋梁形式
  - 曲線橋
  - 超多径間連続橋
- 解析手法
  - 動的解析
- 耐震補強・多径間連続化

i）橋梁要素

a．免震装置

①「免震支承の剛性が小さいほど、免震支承の変位は大きくなり、減衰効果も大きい。」

「上部構造の変位量と下部構造に発生する断面力のバランスから最も効果的な免震支承の剛性が決定される。」

→免震支承の剛性は、免震支承の変位が目標とする変位量を満足する範囲で小さく設定した方が、減衰効果が大きく得られ、下部構造に発生する断面力が小さくなり、耐震安全性も向上するので好ましい。

②「一般にバイリニア型の履歴特性を有する免震装置は、等価剛性・等価減衰定数を用いて、等価線形化手法することが可能であり、この場合の等価線形化手法としては、Dynamic Stiffness法、Geometrical Stiffness法のいずれかを用いるのが適当が、後者の場合でも十分な精度が期待できる。」

→免震装置のモデル化において、等価線形化手法により適切な剛性や減衰を算出することによって、設計や照査で適用可能なモデルが設定できる。

③「動的解析において、仮定した支承変位と計算された支承変位が30%以上異なる場合は、支承変位を仮定し直して再計算することが望ましい。」

→計算された支承変位が仮定した支承変位より大きい小さいにかかわらず、支承の剛性を正しく再評価し、支承の変形や下部構造の耐力等の照査を行う必要がある。

④免震装置には、いくつかの種類があり、それぞれ様々な形式や機能を持っているので、橋梁の規模や重要性、または構造細目上の細かな点まで考慮して適用するのがよい。

b．下部構造

①「下部構造の剛性が大きいほど免震支承のエネルギー分担率が大きく免震支承を有効に利用できる。」

→高橋脚あるいは超軟弱地盤（軟弱地盤層が深い）上に架設された橋脚以外の、通常の下部構造剛性が大きく固有周期の小さい橋梁に対して、免震橋は有効であると考えられる。

②「下部構造の剛性が免震支承に及ぼす影響は小さい。」

→初期寸法設定の際決定された下部構造の断面や剛性が、下部構造の設計や照査によって一橋梁内の橋脚がほぼ均一に変更になったとしても、設計の初期段階で行う免震支承の変形やひずみの照査に及ぼす影響は、やはり小さいと考えられる。

③「鋼製橋脚を用いた場合では、ＲＣ橋脚を用いた場合との断面力の応答値の差はわずかであり、適用性に対する影響はない。」

→免震橋において、ＲＣ橋脚・鋼製橋脚ともに適用可能である。

④「不等橋脚の影響が顕著にあらわれる橋脚については設計上注意を要する。」

→不等橋脚の場合、該当橋脚の剛性を考慮して、免震支承を設定した場合においても、骨組モデルで解析するか動的解析を行うなどして、変形や耐力について照査を行う方が好ましい。

⑤「異種地盤の影響が応答変位・応答断面力には現れず、土質定数のバラツキや一連の橋梁内に数種の基礎形式が混在することが免震橋に及ぼす影響は小さい。」

→免震橋の設計に特別な土質データが必要であるわけではなく従来のもので十分対応可能であり、基礎はもともと大きな剛性を持って設計されていることを考えれば、例えば杭基礎のケーソン基礎への変更があったとしても、設計の初期段階で行う免震支承の変形やひずみに対する照査に及ぼす影響は、やはり小さいと考えられる。

⑥「橋脚の非線形性を考慮することにより、上部構造の最大応答加速度および免震装置の最大相対変位は低下する。」

→免震装置の設計では、橋脚の非線形性を考慮せずに慣性力を算定しているので、免震支承の変形量・上部構造の慣性力ともに安全側の設計となり、線形計算で十分適用可能である。（ただし、ＲＣ橋脚の保有水平耐力の照査では、橋脚の非線形性を考慮した応答の低減を考慮している。）したがって、動的解析等で地震時の挙動を詳しく知りたい場合に、橋脚の非線形性を考慮すればよいと考えられる。

c．構造細目

①「落橋防止装置や移動制限装置に緩衝材を付加することにより橋脚に作用する衝撃力を緩和することができる。」

→従来の落橋防止装置や移動制限装置の多くは、衝撃的な衝突により移動を制限するものが多いが、この場合大きな水平力を生ずる。このため、緩衝材を付加することにより衝撃力を低減し、下部構造に生じる影響をできるだけ小さくするのがよい。

②落橋防止構造によるエネルギー吸収方式には、変位硬化型、粘弾性型、摩擦型があり、この順でエネルギー吸収特性はよくなるが、構造は複雑になる。

ii）橋梁形式

a．曲線橋

①「曲線橋を免震化することにより、上部構造は概ね地震入力方向に振動し、振動性状が単純化され、反力分散や応答の方向性が均一化される。また、上部構造および橋脚の挙動は、直線免震橋の挙動とほぼ同様となる。」

→従来の可動・固定支承の区別がある曲線連続橋の地震時の挙動はきわめて複雑であるが、免震装置を用いることにより挙動が単純化される。よって、免震曲線橋の設計は、構造系を直線免震橋に置き換えて設計することが可能である。

③「曲線橋の橋台における上部構造の変位および橋脚基部の断面力の地震入力方向に対する変化は、免震橋の方が非免震橋（多点固定連続橋）より小さい。」

→非免震橋は上・下部構造が一体となっており、上・下部構造がアイソレートされている免震橋より上・下部間の曲げやねじりが原因で、地震時の挙動が地震入力方向によって大きく変化する。よって、免震曲線橋における設計の適用範囲や一般事項は、通常の曲線橋のそれに準じてよいと考えられる。

b．超多径間連続橋

①「連続桁長１ｋｍの数十径間に及ぶ多径間連続の免震橋は、それほど長くない多径間の免震橋とほぼ同等の動的挙動を示すため、桁長や径間数の区別なく設計が成り立つことが確認された。」

→連続桁長１ｋｍの超多径間連続橋の免震化は、適用可能である。

②「連続桁長１ｋｍの超多径間連続の免震橋において、伸縮装置の遊間は温度変化等の常時の荷重によって決定された。」

→連続桁長１ｋｍの超多径間連続の免震橋では、温度変化等の常時の荷重により、遊間が決定される場合が多くなる。

iii）動的解析

①「地盤の非線形化の程度は小さく、免震橋の応答にほとんど影響を与えない。」

→地盤の非線形性に対する考慮は通常の非免震橋に対する対処方法と同様に行ってよいと考えられる。

②「免震橋における地盤と橋脚の相互作用が、上部構造の応答加速度や応答変位および橋脚の断面力に与える影響は非免震橋に比べて少ない。」

→地盤と橋脚の相互作用に対する考慮は、通常の非免震橋に対する対処方法と同様に行ってよいと考えられる。

③「免震橋への位相差入力の影響は非免震橋に比べて非常に小さい。」

「連続桁長１ｋｍの超多径間連続の免震橋において、入力に位相差があると橋脚の断面力や桁の応答加速度は減少し、免震装置の相対変位も桁端部を除いて減少する。一方、桁に発生する断面力は増加し、桁の一方の端にエネルギーが集中して桁が大きく振動する現象が生じる。」

→位相差入力に対する考慮は、通常の非免震橋に対する対処方法と同様に行ってよいと考えられる。ただし、連続桁長１ｋｍの超多径間連続の免震橋では、位相差入力を考慮しなければならない地盤

においては動的解析を行い、桁端部や免震支承の変形や耐力について照査を行うのがよい。

iv）耐震補強・多径間連続化

①保有水平耐力が不足するＲＣ橋脚基部の補強に対し、免震装置による応答低減効果を見込むことにより、免震設計の適用が有効となる。

②ＲＣ橋脚の主鉄筋段落し部の補強については、一般的に、免震装置を適用するよりＲＣ巻き立ての方が経済性等に優れているが、設計上の基礎の安定に余裕がない場合や施工時の仮締め切りが必要な場合等は、免震設計を適用した方が有利である。

③河床低下などによる杭基礎やケーソン基礎の地震時支持力が不足する場合のように基礎を補強する場合に適用が可能であるが、液状化が生じるような地盤上の橋梁には不適である。

④歩道添加などの上部構造の拡幅にともない地震時の慣性力が増大する場合において、下部構造の補強をせずに、免震設計を適用することが有利である。

⑤既存の単桁橋を橋脚上の目地位置で連結する多径間連続化に対して、支点反力の分散が容易となるため免震設計の適用が有利となる。

以上の適用性に対する知見を総合し、免震設計の適用に対してメリットのある橋梁の条件としては、以下のことが挙げられる。

1）基礎周辺地盤が地震時に安定しており、地盤が健硬である場合

2）下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が特に長くない場合

3）反力の分散が図られる連続桁形式（超多径間連続橋を含む）の場合

4）免震装置を用いた場合と用いない場合（多点固定支承）橋の固有周期が2倍程度以上で、上部・下部構造の連成の影響が小さい場合

5）耐震補強や多径間連続化を行う場合

3.1.5　地震時保有水平耐力照査に用いる許容塑性率の調査

(1) 概　　要

「免震設計法ガイドライン（案）」に示されているように免震設計を用いた場合のＲＣ橋脚の地震時保有水平耐力法による照査に用いる許容塑性率に対して制限が設けられている。

一方、表－3.1.3に示した地震入力の水準に応じた限界状態の設定では、レベル２のいわゆる大規模地震に対して部分的な被災は生じるが橋梁としての機能は全て保持するものとし、下部構造は弾性～保有水平耐力の範囲にあるものと規定している。じん性の発揮を前提とした保有水平耐力の照査方法については道路橋示方書・同解説の関連規定によるものとしているものの、昨年度の検討では免震装置を用いた場合の許容塑性率については特にその設定の考え方についてまで触れられなかった。

レベル２の地震入力として免震装置を採用した場合には減衰効果により設計水平震度が非免震の場合に比べて低減されることとなるが、許容塑性率を非免震の場合と同じ手法で定めることとなると、震後の損傷度合を非免震と同程度に許容することを意味する。この考えは、上述した免震装置を用いたレベル２では、震後機能の確保目標が非免震橋梁を想定した道路橋示方書での大規模地震に対する耐震設計の目標である落橋などが生じないようにすることに比べてより高い水準、すなわち橋梁としての機能を全て保持することにあるとする方針と矛盾する。

また、設計振動単位の中で上・下部構造の間と橋脚基部の双方にエネルギー吸収箇所が発生することになり構造的に上下部構造間に水平変位が著しく増大するので安全上かつ機能保持上からも適当ではない。要は、免震装置を用いる場合にはレベル２に対する震後の橋の機能の確保目標に応じた下部構造の限界状態、言い換えれば、被災の受認限度にもとずく許容塑性率を適切に設定すべきである。

このため、ＲＣ橋脚の震後の被災程度に関する既往の研究に基づいて免震装置を用いる場合のレベル２の地震入力に対する橋脚の保有水平耐力照査に適用する許容塑性率を検討する必要がある。

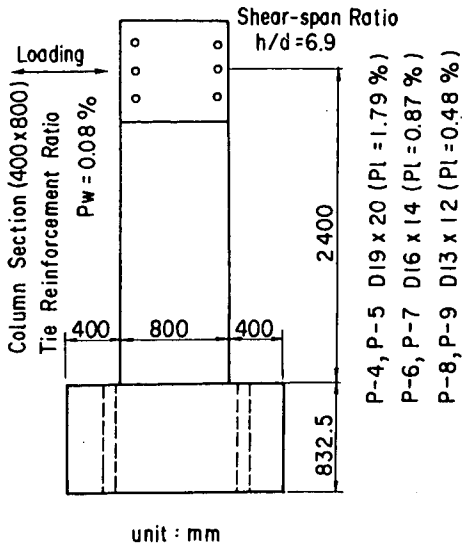
そこで、本年度は、建設省土木研究所で過去に行われたＲＣ橋脚の動的耐力に関する実験的研究より、免震橋における下部構造の限界状態を調査した。さらに、ＲＣ橋脚に対して許容塑性率μ（安全係数α）を変化させたケーススタディを行い、保有水平耐力の照査に用いる許容塑性率について検討を行った。

(2) 下部構造の限界状態

建設省土木研究所で行われたＲＣ橋脚の動的耐力に関する実験的研究[7) 8) 9) 10) 11)]より、免震橋における下部構造の限界状態について調査を行なった。

ｉ）実験概要

図－3.1.1に示すような供試体の頂部を静的および動的に載荷する実験を行っている。変位振幅は表－3.1.8および表－3.1.9に示すように、塑性率が小さい供試体４・５（鉄筋比1.79％）では降伏変位δ_yの５倍まで、塑性率が普通程度の供試体６・７（鉄筋比0.87％）では降伏変位δ_yの７倍まで、塑性率が大きい供試体８・９（鉄筋比0.48％）では降伏変位δ_yの１１倍まで変位させている。なお、供試体４、６、８は静的な加力試験であり、供試体５、７、９は動的な加力試験である。



図－3.1.1　供試体

表－3.1.8　変位振幅

供試体 4		供試体 6		供試体 8	
δ_0	1.9 cm	δ_0	1.22 cm	δ_0	0.54 cm
$2\delta_0$	3.8 cm	$2\delta_0$	2.44 cm	$2\delta_0$	1.08 cm
$3\delta_0$	5.7 cm	$3\delta_0$	3.66 cm	$3\delta_0$	1.62 cm
$4\delta_0$	7.6 cm	$4\delta_0$	4.88 cm	$4\delta_0$	2.16 cm
$5\delta_0$	9.5 cm	$5\delta_0$	6.1 cm	$5\delta_0$	2.7 cm
		$6\delta_0$	7.32 cm	$6\delta_0$	3.24 cm
		$7\delta_0$	8.54 cm	$7\delta_0$	3.78 cm
				$8\delta_0$	4.32 cm
				$9\delta_0$	4.86 cm
				$10\delta_0$	5.4 cm
				$11\delta_0$ (1波のみ)	5.94 cm

注）載荷速度はすべて0.24 cm/sec

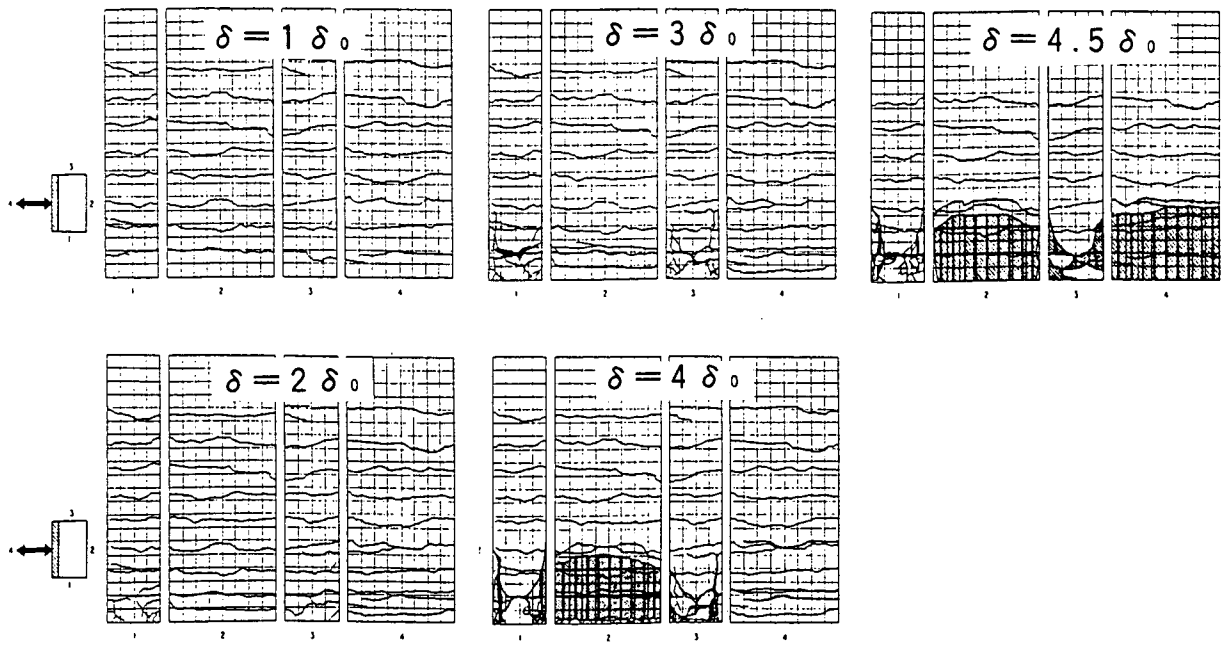
表－3.1.9　変位振幅および振動数

供試体 5		供試体 7		供試体 9	
δ_0	1.9 cm 2.095 Hz	δ_0	1.22 cm 3.263 Hz	δ_0	0.54 cm 7.372 Hz
$2\delta_0$	3.8 cm 1.048 Hz	$2\delta_0$	2.44 cm 1.631 Hz	$2\delta_0$	1.08 cm 3.686 Hz
$3\delta_0$	5.7 cm 0.698 Hz	$3\delta_0$	3.66 cm 1.087 Hz	$3\delta_0$	1.62 cm 2.457 Hz
$4\delta_0$	7.6 cm 0.524 Hz	$4\delta_0$	4.88 cm 0.815 Hz	$4\delta_0$	2.16 cm 1.843 Hz
$4.5\delta_0$	8.55 cm 0.465 Hz	$5\delta_0$	6.1 cm 0.652 Hz	$5\delta_0$	2.7 cm 1.474 Hz
		$6\delta_0$	7.32 cm 0.543 Hz	$6\delta_0$	3.24 cm 1.228 Hz
		$7\delta_0$	8.54 cm 0.466 Hz	$7\delta_0$	3.88 cm 1.053 Hz
				$8\delta_0$	4.32 cm 0.921 Hz
				$9\delta_0$	4.86 cm 0.819 Hz
				$10\delta_0$	5.4 cm 0.737 Hz

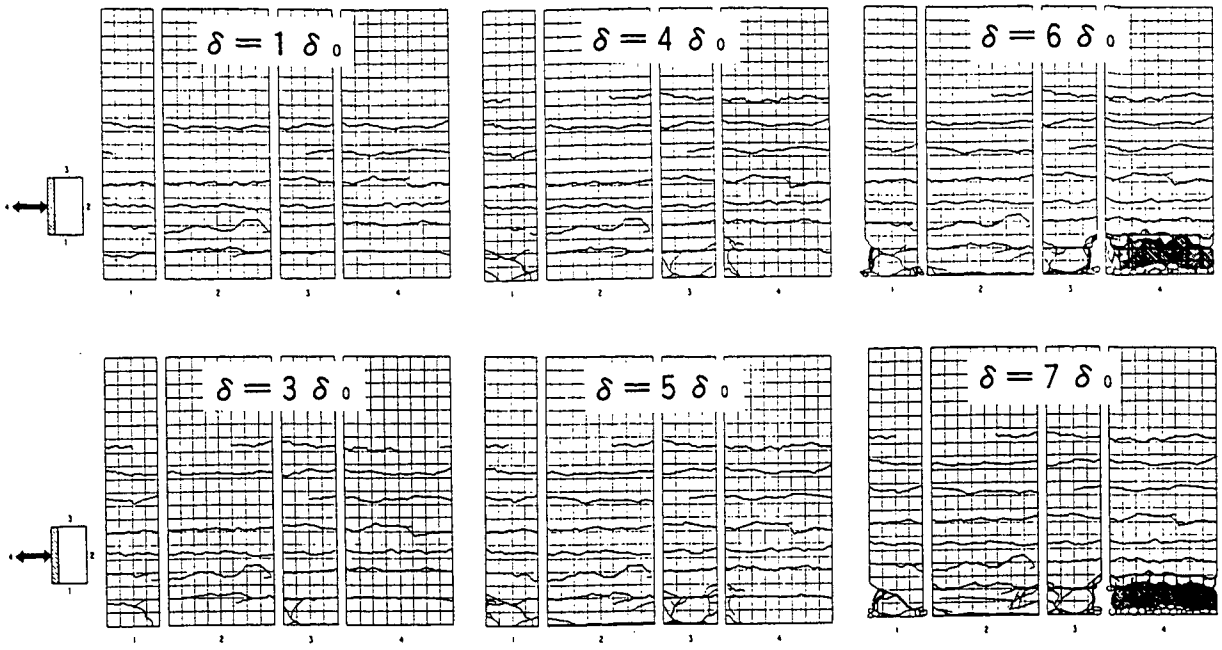
注）載荷速度はすべて 25 cm/sec

ii）実験結果

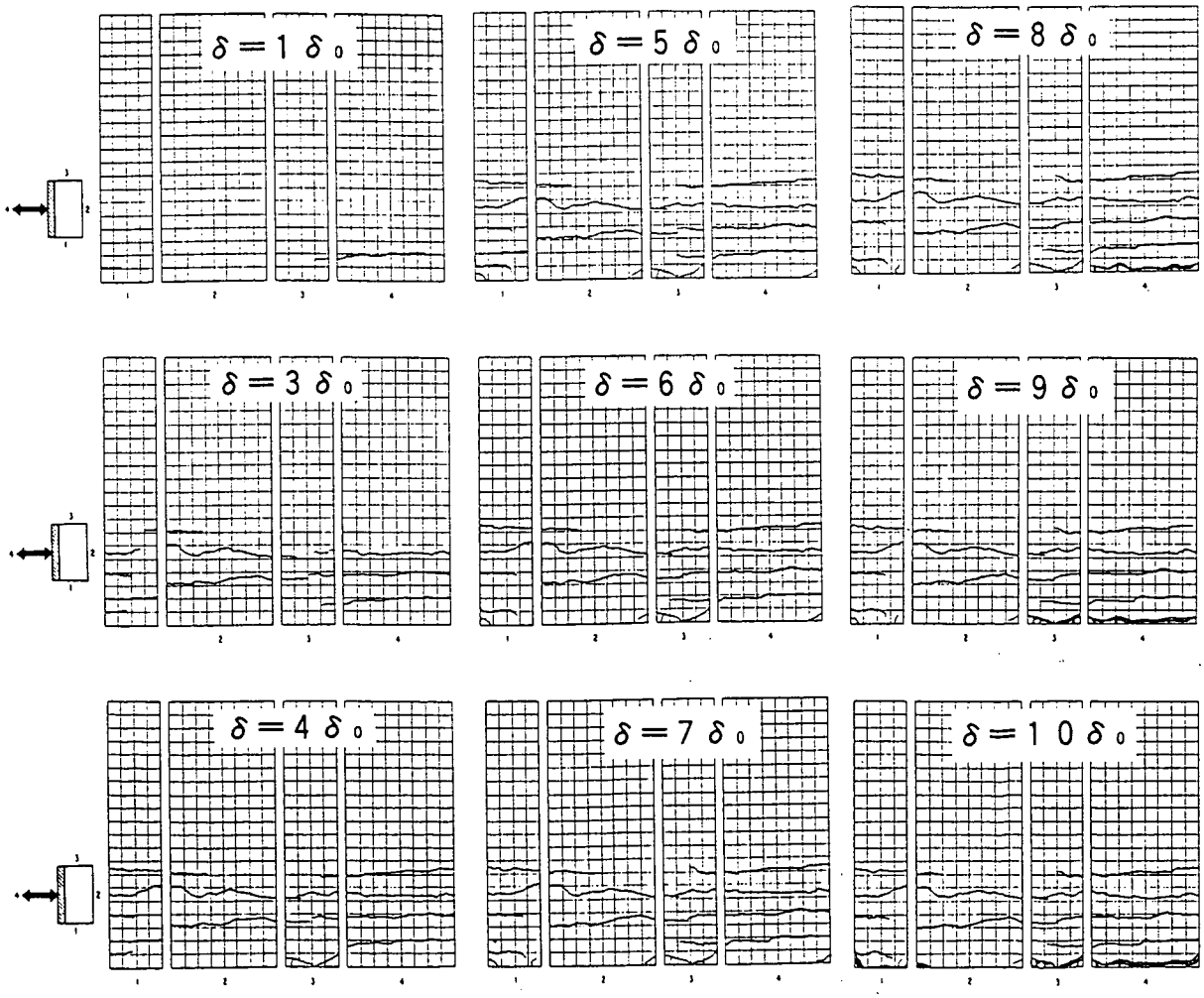
供試体５，７，９の破壊状況を図－3.1.2～図－3.1.4に示す。また、表-3.1.10に供試体４～９の破壊状況を示す。



図－3.1.2　破壊状況（供試体５）



図－3.1.3　破壊状況（供試体７）



図－3.1.4　破壊状況（供試体９）

表－3.1.10　破壊状況

変位振幅	供試体4	供試体5	供試体6	供試体7	供試体8	供試体9
$1\delta_0$	変化なし	変化なし	変化なし	変化なし	変化なし	変化なし
$2\delta_0$	1,3面に斜めクラック発生 2面のクラック進行	1,3面に斜めクラック発生　2,4面のクラック進行	1,3面に斜めクラック発生	変化なし	変化なし	変化なし
$3\delta_0$	2面のコンクリート完全にはく離（基部から40cm），1,3面の斜めクラック進行	1,3面の斜めクラック進行，1面のコンクリート一部はく離	1,3面の斜めクラック増加	1,3面に斜めクラック発生	2,4面のクラック増加	2,4面のクラック増加
$4\delta_0$	2面のコンクリートはく離進行（基部から60cm），4面のクラック幅増加	2面のコンクリート完全にはく離（基部から40cm），4面のクラック幅増加	3面の斜めクラック幅増加	1,3面の斜めクラック進展	〃	〃
$5\delta_0$	2面の軸方向鉄筋がはらみ出し，帯鉄筋がはずれる	4面のコンクリート完全にはく離（基部から50cm），軸方向鉄筋2本破断	4面のコンクリート一部はく離	〃	ほとんど変化なし	ほとんど変化なし
$6\delta_0$			2面のコンクリート一部はく離，4面のコンクリートはく離進行	4面のコンクリートはく離（基部から30cm）	〃	〃
$7\delta_0$			4面のコンクリート完全にはく離（基部から20cm），軸方向鉄筋7本破断	軸方向鉄筋2本破断 4面の軸方向鉄筋がはらみ出す	〃	〃
$8\delta_0$					3面基部のコンクリート一部はく離，1面の斜めクラック幅増大	4面基部のコンクリート一部はく離
$9\delta_0$					4面基部のコンクリート一部圧壊	軸方向鉄筋2本破断
$10\delta_0$						軸方向鉄筋4本破断
入力基準変位 δ_0(cm)	1.9	1.9	1.22	1.22	0.54	0.54

注）供試体5のみ4.5 δ_0

iii)考察およびまとめ

供試体4～9について降伏変位δ_y、終局変位δ_u、許容塑性率μおよび安全係数αの関係を表－3.1.11に示す。

表－3.1.11　各供試体の許容塑性率

		供試体4・5	供試体6・7	供試体8・9
降伏変位：δ_y（cm）		1.9	1.22	0.54
終局変位：δ_u（cm）		6.9	8.0	5.5
許容塑性率：μ	安全係数：$\alpha=1.5$	2.75	4.7	7.1
	安全係数：$\alpha=2.0$	2.32	3.8	5.6
	安全係数：$\alpha=2.5$	2.05	3.2	4.7
	安全係数：$\alpha=3.0$	1.87	2.85	4.0

ここで、$\mu=1+(\delta_u-\delta_y)/\alpha$

道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編では、安全係数αは1.5に設定し、許容塑性率を求めること規定している。これによると、供試体4・5では$\mu=3$程度、供試体6・7では$\mu=5$程度、供試体8・9では$\mu=7$程度になり、表－3.1.10の破壊状況によるとこれら変形レベルでは、橋脚基部においてかぶりより外側のコンクリートが剥離し始め、主鉄筋（軸方向筋）が変形している場合もある。

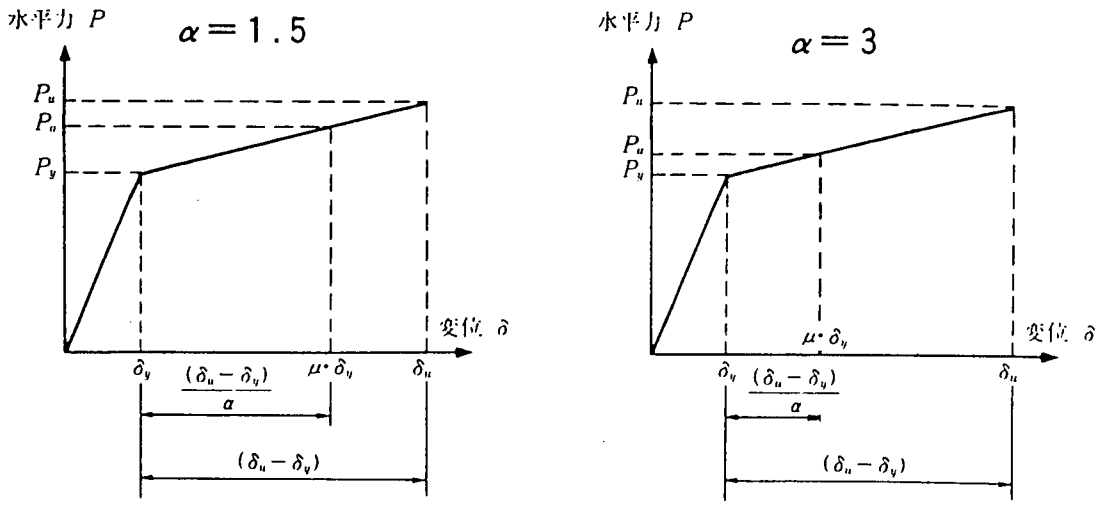
一方、免震橋では、限界状態の設定を、レベル2のいわゆる大規模地震に対して部分的な被災は生じる

が橋梁としての機能は全て保持するものとしており、震後の被災の復旧は可能なものとしている。したがって、免震橋下部構造の限界状態は、クラックが生じ最外縁の鉄筋は降伏しているものの、コンクリートの剥離が生じ軸鉄筋が変形する手前の軽微な被害レベルの状態に設定すべきであると考えられる。具体的には、安全係数αを3.0程度で考え、許容塑性率を算出することを想定し、以下のケーススタディを行った。

(3) ケーススタディ

i) 解析方法

安全係数αを道路橋示方書・同解説V耐震設計編に規定されている1.5から3へ大きくすることで許容塑性率を小さくし、橋脚部材の破壊形態に対する許容被害レベルを厳しくした場合の橋脚の保有水平耐力の変化を調査するケーススタディを行った（図－3.1.5参照）。



図－3.1.5　地震時保有水平耐力および許容塑性率

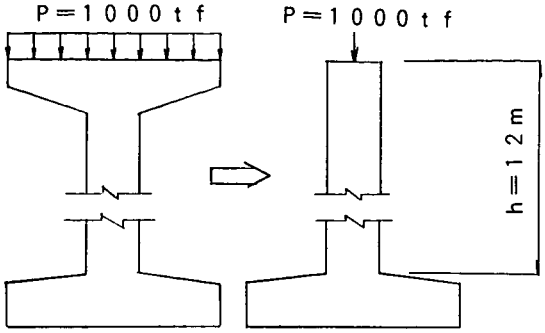
ii) 解析モデル

解析モデルは、図－3.1.6に示すように都市内高架橋の橋脚を想定し、橋脚高を12mとした。ただし、簡単のため橋脚頂部の張り出し部を無視し、脚は等断面とした。また、橋軸および橋軸直角方向にも免震設計することを考慮し、ここでは等辺長の矩形断面（正方形）とし、表－3.1.12に示すように断面の一辺が3.6m, 3.0m, 2.75mとして、それぞれCase1, Case2, Case3として3つの断面を設定した。3つの断面を設定した理由は、土研で行われた実験と同様に鉄筋比が異なり、鉄筋降伏時の水平耐力P_yが同じであるような断面を設定し、塑性率の違いによる保有水平耐力の違いを調査するためである。

各断面に対する橋脚下端の断面力は、上部構造死荷重反力を1000tfとし、地盤種別をI種地盤として算出した。この場合、以下の2ケースを設定し、それぞれの橋脚下端の断面力を算出した。

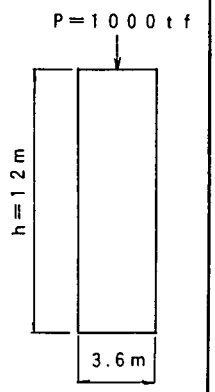
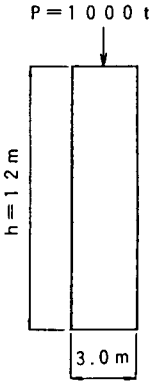
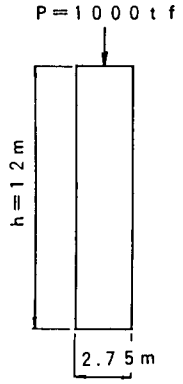
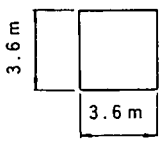
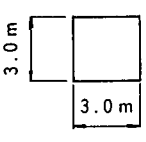
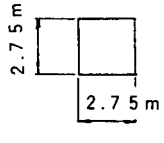
①免震支承の減衰効果による応答の低減を見込まない場合で設計水平震度k_h=0.2 …… ケースA

②免震支承の減衰効果を見込み橋全体の減衰定数をh=10%にした場合（減衰効果による設計水平震度の低減係数c_E=0.9を考慮する場合）で設計水平震度k_h=0.18 …… ケースB



図－3.1.6　解析モデル化

表－3.1.12　解析モデル

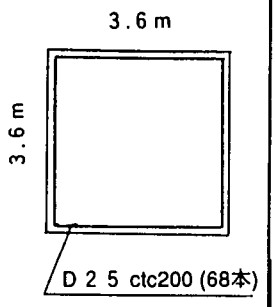
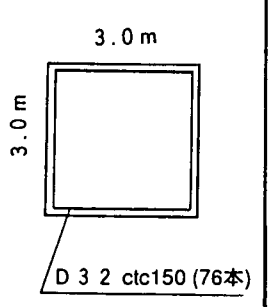
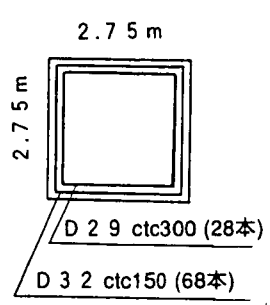
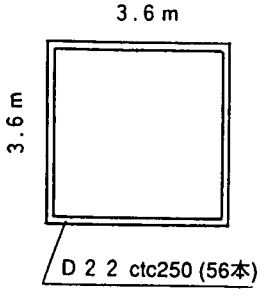
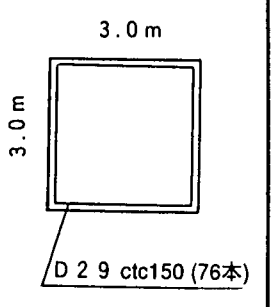
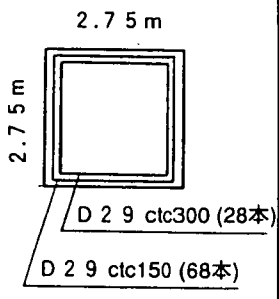
モデル名			Ｃａｓｅ１	Ｃａｓｅ２	Ｃａｓｅ３
橋脚形状					
断面形状					
ケースA	設計水平震度		０．２	０．２	０．２
	断面力	Ｍ（tfm）	２８６８	２７２４	２６７２
		Ｎ（tf）	１３８９	１２７０	１２２７
		Ｓ（tf）	２７８	２５４	２４５
ケースB	設計水平震度		０．１８	０．１８	０．１８
	断面力	Ｍ（tfm）	２５８１	２４５２	２４０５
		Ｎ（tf）	１３８９	１２７０	１２２７
		Ｓ（tf）	２５０	２２９	２２１

注）σ_{ck}＝２４０ｋｇｆ／ｃｍ^2
Ｅｃ＝２．５×１０^{5}ｋｇｆ／ｃｍ^2

iii)震度法による設計

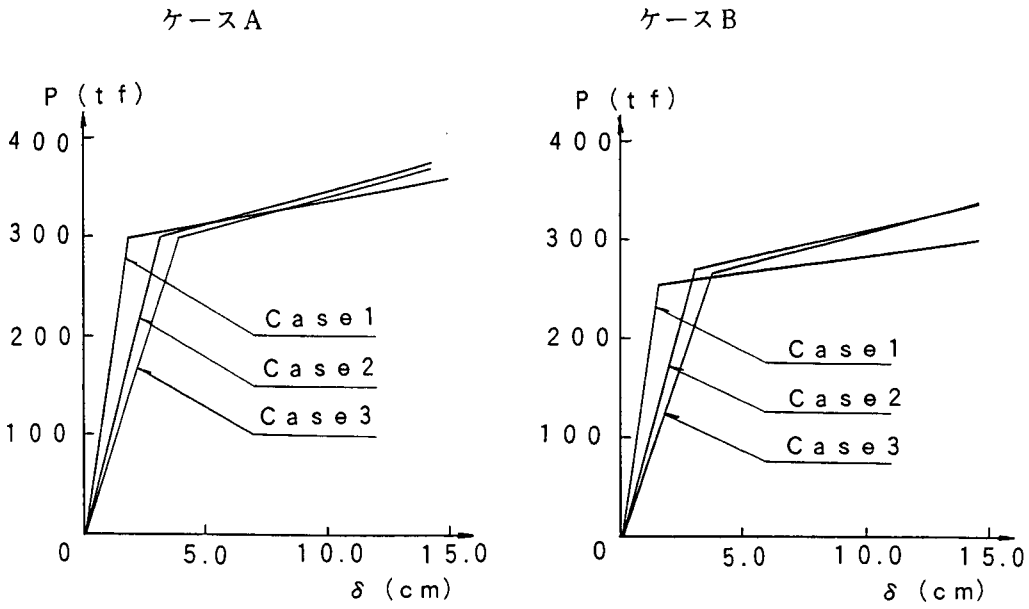
各解析モデルに対して、橋脚下端における断面力に対しての鉄筋の応力度がほぼ等しくなるように配筋を設定した。設計結果を表－3.1.13に示す。

表－3.1.13　震度法による設計

モデル名			Case1	Case2	Case3
ケースA	配筋				
	断面力	M (tfm)	2 868	2 724	2 672
		N (tf)	1 389	1 270	1 227
	断面積	A_c(cm2)	129 600	90 000	75 625
		A_s(cm2)	345	604	720
		鉄筋比 ρ	0.27%	0.67%	0.95%
	コン応力	σ_c kgf/cm2	82	102	113
		σ_{ca} kgf/cm2	120	120	120
	鉄筋応力	σ_s kgf/cm2	2 811	2 916	2 893
		σ_{sa} kgf/cm2	3 000	3 000	3 000
	使用鉄筋		SD35	SD35	SD35
ケースB	配筋				
	断面力	M (tfm)	2 581	2 452	2 405
		N (tf)	1 389	1 270	1 227
	断面積	A_c(cm2)	129 600	90 000	75 625
		A_s(cm2)	217	488	617
		鉄筋比 ρ	0.17%	0.54%	0.82%
	コン応力	σ_c kgf/cm2	81	98	110
		σ_{ca} kgf/cm2	120	120	120
	鉄筋応力	σ_s kgf/cm2	2 942	2 814	2 883
		σ_{sa} kgf/cm2	3 000	3 000	3 000
	使用鉄筋		SD35	SD35	SD35

iv）地震時保有水平耐力法による照査

震度法で設計した断面配筋に対して、地震時保有水平耐力法による照査を行った。照査においては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編の解5.4.1～解5.4.7の計算式を電算でプログラム化し、柱を６０分割して、降伏時および終局時の変位および水平耐力を算出した。図－3.1.7に降伏時および終局時の変位および水平耐力によるP-δ図を示す。



図－3.1.7　降伏時および終局時の変位および水平耐力

照査方法としては次の４つの手法を設定した。

①α＝１．５、橋梁の減衰定数は５％でc_Eまたはc_Dは１．０の場合

②α＝１．５、橋梁の減衰定数は１０％でc_E＝０．９を考慮する場合

③α＝３．０、橋梁の減衰定数は１０％でc_E＝０．９を考慮する場合

④α＝３．０、橋梁の減衰定数は１０％でc_D＝０．８を考慮する場合

照査結果を表－3.1.14に示す。なお、照査においては周囲鉄筋すなわち主鉄筋と側面鉄筋を引張鉄筋または圧縮鉄筋として考慮し曲げ耐力を算出している。なお、ここではせん断破壊に対して曲げ破壊が先行するものとして計算を行っている。また、表－3.1.15に一般的な断面の許容塑性率と等価水平震度の関係を示す。

表－3.1.14　地震時保有水平耐力法による照査

ケース名		ケースA			ケースB		
モデル名		Case1	Case2	Case3	Case1	Case2	Case3
耐力	等価重量 W (tf)	1195	1135	1114	1195	1135	1114
	降伏水平耐力 P_y (tf)	298	303	292	253	271	266
	降伏変位 δ_y (cm)	1.91	3.21	3.85	1.57	3.04	3.71
	終局水平耐力 P_u (tf)	361	378	371	298	335	336
	終局変位 δ_u (cm)	14.92	14.25	14.23	14.46	14.56	14.49
	塑性率 δ_u/δ_y	7.81	4.44	3.70	9.21	4.79	3.91
手法①	許容塑性率 μ	5.54	3.29	2.80	－	－	－
	等価水平震度 k_{he}	0.220	0.296	0.326	－	－	－
	慣性力 $k_{he}\cdot W$(tf)	263	336	363	－	－	－
	保有水平耐力 P_a (tf)	340	353	344	－	－	－
	判定	O.K	O.K	N.G	－	－	－
手法②	許容塑性率 μ	5.54	3.29	2.80	6.47	3.53	2.93
	等価水平震度 k_{he}	0.198	0.267	0.294	0.182	0.256	0.286
	慣性力 $k_{he}\cdot W$(tf)	237	303	328	218	291	319
	保有水平耐力 P_a (tf)	340	353	344	282	313	313
	判定	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	N.G
手法③	許容塑性率 μ	3.27	2.15	1.90	3.74	2.26	1.97
	等価水平震度 k_{he}	0.268	0.347	0.376	0.247	0.336	0.367
	慣性力 $k_{he}\cdot W$(tf)	320	394	419	295	381	409
	保有水平耐力 P_a (tf)	319	328	318	267	292	289
	判定	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
手法④	許容塑性率 μ	3.27	2.15	1.90	3.74	2.26	1.97
	等価水平震度 k_{he}	0.238	0.308	0.335	0.220	0.298	0.327
	慣性力 $k_{he}\cdot W$(tf)	284	350	373	263	338	364
	保有水平耐力 P_a (tf)	319	328	318	267	292	289
	判定	O.K	N.G	N.G	O.K	N.G	N.G

ここで、

等価重量　：$W = W_u + 0.5 W_p$

なお、W_u：上部構造重量

W_p：橋脚重量

許容塑性率　：$\mu = 1 + (\delta_u - \delta_y) / \alpha \delta_y$

$= 1 + (\delta_u / \delta_y - 1) / \alpha$

なお、δ_u：終局変位

δ_y：降伏変位

α　：安全係数

等価水平震度：$k_{he} = k_{hc} / \sqrt{(2\mu - 1)}$

なお、k_{hc}：設計水平震度（$= 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times c_D$ (or c_E) $\times 0.7$）

c_D：減衰定数別補正係数（$= 1.5 / (40h + 1) + 0.5$）

c_E：免震装置のエネルギー吸収に基づく補正係数（表－3.1.1参照）

h　：橋の減衰定数

μ　：許容塑性率

保有水平耐力：$P_a = P_y + (P_u - P_y) / \alpha$

なお、P_u：終局水平耐力

P_y：降伏水平耐力

α　：安全係数

注）以上の計算において、応答スペクトルの右下がり領域（I種地盤ではT＝1.1秒以上）の長周期化による効果は考慮していない。

表－3.1.15　許容塑性率塑性率と等価水平震度

$\delta u / \delta y$		4.0	5.0	6.0
① $\alpha = 1.5$	μ	3.00	3.67	4.33
$c_E = c_D = 1.0$	khe	0.313	0.278	0.253
② $\alpha = 1.5$	μ	3.00	3.67	4.33
$c_E = 0.9$	khe	0.282	0.250	0.228
③ $\alpha = 3.0$	μ	2.00	2.33	2.67
$c_E = 0.9$	khe	0.364	0.329	0.302
④ $\alpha = 3.0$	μ	2.00	2.33	2.67
$c_D = 0.8$	khe	0.323	0.293	0.269

ここで、

許容塑性率　：$\mu = 1 + (\delta_u - \delta_y) / \alpha \delta_y$

$= 1 + (\delta_u / \delta_y - 1) / \alpha$

等価水平震度：$k_{he} = k_{hc} / \sqrt{(2\mu - 1)}$

終局変位　　：δ_u

降伏変位　　：δ_y

安全係数　　：α

設計水平震度：$k_{hc} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times c_D$（or c_E）$\times 0.7$

減衰定数別補正係数：$c_D = 1.5 / (40h + 1) + 0.5$

免震装置のエネルギー吸収に基づく補正係数：c_E（表－3.1.1参照）

注）以上の計算において、応答スペクトルの右下がり領域（Ⅰ種地盤ではT＝1.1秒以上）の長周期化による効果は考慮していない。

v）考察

a．ケースA

①安全係数α＝1.5の場合、減衰による応答の低減を考慮しない手法①では、塑性率が小さいCase3のような断面では許容耐力を満足しないが、免震装置のエネルギー吸収に基づく補正係数c_Eにより減衰による応答の低減を考慮する手法②では、Case1～Case3のすべての断面で保有水平耐力を満足する。

②安全係数α＝3とし橋脚部材の破壊に対する安全率を高くすると、免震装置のエネルギー吸収に基づく補正係数c_Eを考慮する現方針での照査方法（手法③）では、震度法の設計を満足する比較的ぎりぎりの断面形状、配筋状態では保有水平耐力を満足することができない。つまり、震度法では比較的余裕のある設計をし、実質的には保有水平耐力法で断面形状および配筋状態が決定されることになる。

③安全係数α＝3とし動的解析で用いられる減衰定数別補正係数c_Dを考慮する照査方法（手法④）では、塑性率の大きいCase1のような断面で保有水平耐力を満足する。ただし、通常の設計においてCase1のような鉄筋比が0.2%程度の断面で設計する場合は希である。

b．ケースB

①ケースAより鉄筋比が減少した結果、塑性率が大きくなり等価水平震度が小さくなったが、降伏耐力が減少したため保有水平耐力を満足する場合が減少した。しかし、全体として捉えれば、ケースAとほぼ同様な結果となった。

(4) 結　論

橋としての減衰定数が１０％である場合、免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数c_Bが０．９となり、安全係数α＝３とすると震度法で設計した一般的な鉄筋比を有する橋脚断面では地震時保有水平耐力を満足しなくなる。このため現状では、道路橋示方法書同解説・Ｖ耐震設計編に用いられている安全係数α＝１．５を当面用いるのが適当と判断される。

<参考文献>

１）日本建築学会　免震構造設計指針　1989年

２）日本道路協会　道路橋示方書・同解説Ｖ耐震設計編　平成２年２月

３）国土開発技術研究センター　道路橋の免震設計法ガイドライン（案）　1989年3月

４）川島一彦　ニュージーランドにおける橋梁の耐震および免震設計技術　橋梁と基礎　1989年2月

５）共同研究報告書　第４４号　道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その１）
平成２年３月　建設省土木研究所

６）共同研究報告書　第６０号　道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）
平成３年７月　建設省土木研究所

７）土木研究所資料　第2232号　ＲＣ橋脚の動的耐力に関する実験的研究（その１）
昭和６０年８月　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室

８）土木研究所資料　第2266号　大地震に対するＲＣ橋脚の耐震設計法に関する研究（その１）
昭和６０年１２月　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室

９）土木研究所資料　第2279号　ＲＣ橋脚の動的耐力に関する実験的研究（その２）
昭和６１年１月　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室

10）土木研究所資料　第2408号　ＲＣ橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究（その１）
昭和６１年７月　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室

11）土木研究所資料　第2504号　ＲＣ橋脚の動的耐力に関する実験的研究（その３）
昭和６２年７月　建設省土木研究所地震防災部耐震研究室

<民側担当会社>

（株）大林組、（株）竹中土木、（株）竹中工務店、鹿島建設（株）、清水建設（株）、（株）奥村組、オイレス工業（株）、パシフィックコンサルタンツ（株）、日本技術開発（株）、新構造技術（株）、日本鋳造（株）、東京ファブリック工業（株）、大成建設（株）

3.2　動的解析法の開発に関する研究

3.2.1　研究の概要

平成元年度より平成3年度にかけての動的解析法の開発に関する研究は、図-3.2.1に示すフローに従って進められた。まず、平成元年度は免震橋梁の動的解析においてどのような課題があるかを抽出するために文献調査を実施した。免震橋梁の動的解析に関する論文は少ないために、橋梁一般の動的解析に関する論文より、橋梁に関する動的解析上の問題点や課題を抽出した。また免震構造物特有の動的解析上の問題点を、建築関係、原子力構造物関係の論文より抽出した。これら文献調査の結果、免震橋梁の動的解析における検討課題は以下の4項目と考えた。

①各橋脚、橋台に位相特性、振幅特性の異なる地震入力がある場合の検討（不均一入力問題）

②地盤と橋梁構造物の相互作用に関する検討（相互作用問題）

③橋脚、地盤等の非線形性の影響に関する検討（地盤・橋脚の非線形性に関する問題）

④曲線橋等の構造の3次元性の影響に関する検討（3次元性の問題）

平成2年度はガイドライン（案）の橋梁モデルに対し上記の4項目の課題に関する、動的解析によるパラメータスタディーを実施した。その結果それぞれの項目について次の様な事が解った。

①免震橋梁の橋脚毎に位相差のある地震入力がある場合の応答への影響は非免震橋梁に比べて小さい。

②Ⅰ種地盤を考えた場合は免震橋梁の応答への相互作用の影響は小さい。

③橋脚の最大塑性率2以下、Ⅰ種地盤といった条件のもとでは、橋脚や地盤の非線形性が免震橋梁の応答に及ぼす影響は小さい。

④曲線免震橋梁は非免震の橋梁と比べて曲線半径等の応答への影響は小さく、上部工は入力方向に一体となって振動する。

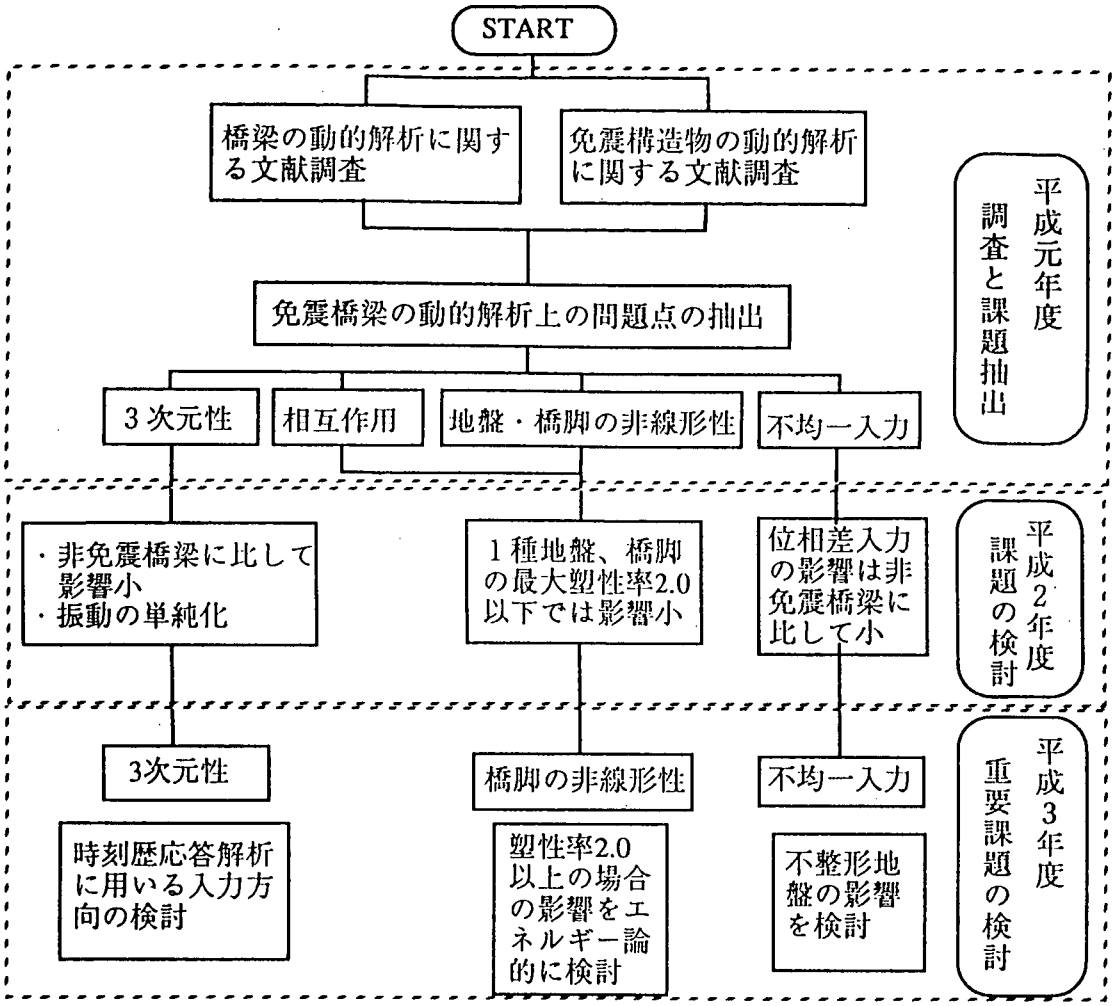
以上のことから、免震橋梁は非免震の橋梁に比べて、振動性状は単純であり、また非免震の橋梁の動的解析で問題となるような構造的特徴や地盤等の影響を受けにくい構造物であることが解った。

平成3年度は以上の免震橋梁の動的特性から考えて、免震橋梁独自の問題点でかつその影響が無視できないような以下に示す3つの項目を検討した。これらの課題の選択理由と検討概要については次節で述べる。

①地盤の不整形性にともなう免震橋梁の応答特性の検討。

②橋脚の最大塑性率にともなう応答特性の検討。

③曲線免震橋梁の地震入力方向に関する検討。


START
橋梁の動的解析に関する文献調査
免震構造物の動的解析に関する文献調査
平成元年度
調査と課題抽出
免震橋梁の動的解析上の問題点の抽出
3次元性
相互作用
地盤・橋脚の非線形性
不均一入力
・非免震橋梁に比して影響小
・振動の単純化
1種地盤、橋脚の最大塑性率2.0以下では影響小
位相差入力の影響は非免震橋梁に比して小
平成2年度
課題の検討
3次元性
時刻歴応答解析に用いる入力方向の検討
橋脚の非線形性
塑性率2.0以上の場合の影響をエネルギー論的に検討
不均一入力
不整形地盤の影響を検討
平成3年度
重要課題の検討

図－3.2.1　研究フロー

3.2.2　平成３年度の成果概要

本年度は、前節に述べた３課題について検討を実施した。以下にそれぞれの課題についてこれらの課題を検討した理由と、検討概要、成果について概説する。

(1) 地盤の不整形性にともなう応答特性の検討

a. 検討理由

橋脚毎の不均一入力の問題のうち、地震基盤面の傾斜等による斜め入射の影響のように、橋脚毎に一定の位相差がある場合の検討は昨年度実施しており、非免震橋梁に比べてこの影響が小さいことが確認された。

本年度は不均一入力のもう一つの問題点として、表層地盤がⅠ種からⅡ種地盤への不整形面を有しており、橋脚がこれらの地盤にまたがって存在する場合の影響が考えられ、これについて検討した。

b. 検討概要

Ⅰ種地盤Ⅱ種地盤が傾斜した不整形面を介して接触する表層地盤をFEMで離散化してモデルを作成し基盤面より地震波を入力し免震橋梁の橋脚位置の地表面の応答を解析する。この結果得られた各橋脚位置の応答波形を免震橋梁の２次元S-R型フレームモデルの各橋脚基礎部への入力波形と考えてこのフレームモデルの時刻歴応答解析を実施し、各最大応答値を均一入力の場合と比較検討した。

c. 成果概要

検討においてはⅠ種Ⅱ種の地盤の固有周期の差が最も大きい場合を考えたが、均一入力による応答と地盤の不整形性にともなう不均一入力の応答の差は小さい。これは免震橋梁の固有周期と地盤の卓越周期の差が大きく、また表層地盤の不整形性が入力地震動の高周波成分にしか影響を与えないためと考えられる。

(2) 橋脚の最大塑性率にともなう応答特性の検討

a. 検討理由

昨年度は、橋脚の最大塑性率２程度の非線形性の影響を検討したが、免震橋梁の系の応答に及ぼす影響は小さい事が解った。また系の内部においては、橋脚の最大塑性率が大きくなると免震装置の最大相対変位が小さくなるといった現象が見られた。このことより、橋脚の最大塑性率が２以上となる場合に免震装置の選択によっては免震装置の機能が充分に発揮されない可能性が考えられる。そこで本年度は橋脚の最大塑性率２以上の場合の橋脚の非線形性が免震橋梁の動的挙動に及ぼす影響をエネルギー論的観点で検討した。

b. 検討概要

免震橋梁の１橋脚モデルを基礎固定の３質点モデルと考え、質点の重量、免震装置橋脚のスケルトンを変化させた24種類のケースについて、３種類の地震動を入力した場合の非線形時刻歴応答解析を実施した。この結果得られる各時刻歴応答より、橋脚、免震装置の各履歴吸収エネルギーの時刻歴を求め、全履歴吸収エネルギーに対する、橋脚のエネルギー吸収分担率に着目して検討した。　橋脚の最大変位時と地震終

了時刻での分担率の関係、橋脚最大変位時の分担率と橋脚の最大塑性率の関係に主眼をおいて検討した。

c. 成果概要

・系全体の履歴吸収エネルギーの橋脚への分担率は、橋脚最大変位時の分担率と地震終了時の分担率が深く関係しており、橋脚最大変位時の分担率が50%程度以下であれば、この分担率よりも地震終了時の分担率が小さくなり、50%より大きい場合は地震終了時の分担率はほぼ等しくなる事が解った。すなわち橋脚最大変位時のエネルギー分担率50%以下となる場合には橋脚への地震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。

・橋脚へのエネルギー分担率と橋脚の最大塑性率の関係を検討した結果、橋脚最大変位時の橋脚へのエネルギー分担率が50%以下となるのは、橋脚の最大塑性率2.0程度以下の場合である。従って橋脚の最大塑性率2.0程度以下の場合は、橋脚への地震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。

・保有水平耐力レベルにおいて免震橋梁の橋脚に作用する水平力は、橋脚の最大塑性率2.0を越えるような場合は簡易式による等価地震力の評価が、動的解析結果より過小となる可能性があり、このような場合は動的解析により橋脚に作用する外力を評価する必要がある。

(3) 曲線免震橋の入力方向に関する応答特性の検討

a. 検討理由

昨年度の検討により、曲線免震橋は、非免震の曲線橋梁に比較して曲線半径等の変化の影響が小さく、上部工が入力方向に一体となって振動し系の振動が単純化されることが解った。また各橋脚の最大断面力等の応答は、地震入力方向により変化することが解った。このことは曲線免震橋では直線橋の場合と異なり、各橋脚に対し検討対象となる最大断面力が生じるための地震入力方向が異なることを意味している。そこで本年度はこのような地震入力方向をいかにして定めるかを検討した。

b. 検討概要

免震装置を等価線形でモデル化した場合の線形時刻歴解析において、水平直交2方向に入力方向をとって別途に解析を実施し、2回の解析結果を弱軸、強軸成分について合成して検討すべき最大断面力を求める方法を提案した。次に免震装置を非線形履歴モデルとした場合に入力方向を変化させてそれぞれの入力地震動に対する各橋脚の最大応答値と先に述べた水平直交2方向のみの入力によって線形解析によって求められた最大応答値を比較した。

c. 成果概要

曲線免震橋における各橋脚の応答を時刻歴応答解析で検討する場合の地震入力方向について検討した。その結果、免震装置を等価線形でモデル化し水平直交2方向に地震入力をとって別途に解析を行い、2回の解析結果を各橋脚の弱軸、強軸成分について合成して検討すべき最大断面力を求めることが可能である事が解った。

3.2.3　地盤の不整形性にともなう応答特性の検討

(1) 検討内容

道路橋の免震設計法ガイドライン（案）では、橋脚位置での表層から基盤までのせん断波速度より地盤種別を判断し、この地盤種別に応じた入力波形を用いて時刻歴応答解析を行う。したがって、基本的には表層地盤の不整形性は考慮されていないものと考えられる。そこで、本解析の目的は、表層地盤の不整形性が免震道路橋の地震時挙動に与える影響を定性的に検討することにある。

本解析は以下の手順に従って実施した。

①適切に設定した不整形地盤を有限要素の平面ひずみ要素を用いて離散化する。

②入力地震動を地表面での波形と考え、基盤の波形に変換する。

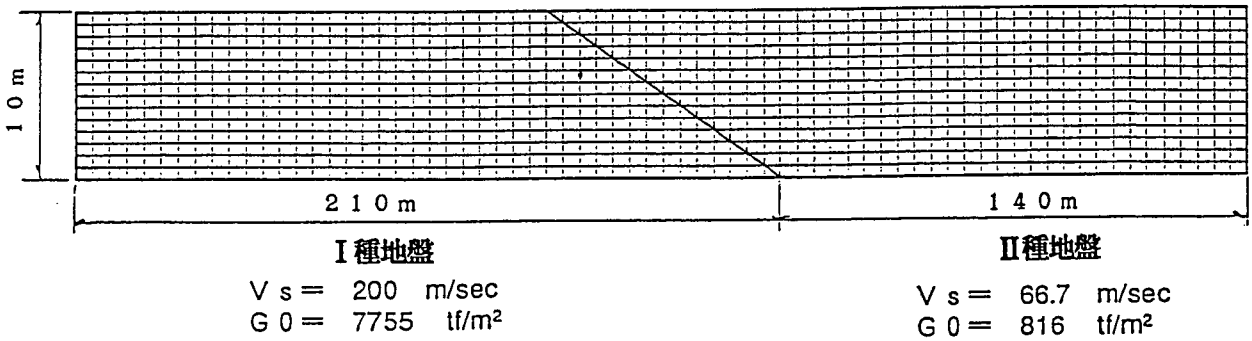
③基盤の波形を用いて①で決定した表層地盤の時刻歴応答解析を実施し、地表面の応答波形を求める。

④各橋脚ごとにⅠ種、Ⅱ種地盤かを判断しＳ－Ｒ型のフレームモデルを作成する。

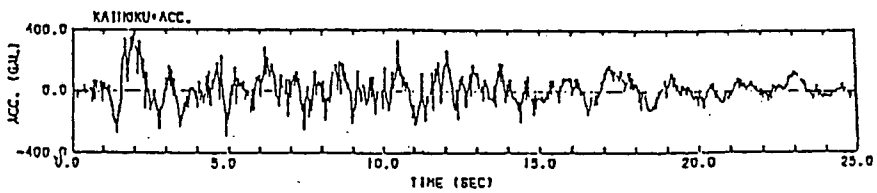
⑤Ｓ－Ｒ型のフレームモデルの各橋脚基礎に③で求めた地表面応答波を多点入力し、時刻歴応答解析を実施する。

(2) 不整形地盤に関する地震応答解析モデル

図-3.2.2に解析に用いた不整形地盤の離散化モデルを示す。このモデルではⅠ種とⅡ種地盤を左右に配置し、この両者が傾斜して連続しているものとした。図から理解されるようにⅠ種地盤は、地盤の固有周期が０．２秒になるよう層厚１０ｍ、Ｖｓ＝２００m/sec.とした。一方，Ⅱ種地盤は地盤の固有周期が０．６秒になるように層厚はⅠ種地盤と同じとし、Ｖｓ＝６６．７m/sec.と設定した。せん断弾性係数はＶｓより求めた。減衰定数はⅠ種およびⅡ種地盤とも１０％とした。境界条件としては、下端は固定条件、側方はエネルギー伝達境界を設けた。図-3.2.3に地表面に設定した入力地震波形を示す。この地震波はⅠ種地盤の保有水平耐力の照査レベルである。



図－3.2.2　不整形地盤モデル



図－3.2.3

(3) 上部構造の地震応答解析

a）解析条件

1）解析方法

不整形地盤に関する地震応答解析により求めた地表面応答波を免震橋S－Rフレーム解析モデルの各橋脚基礎に多点入力し、応答解析した。（多入力解析）

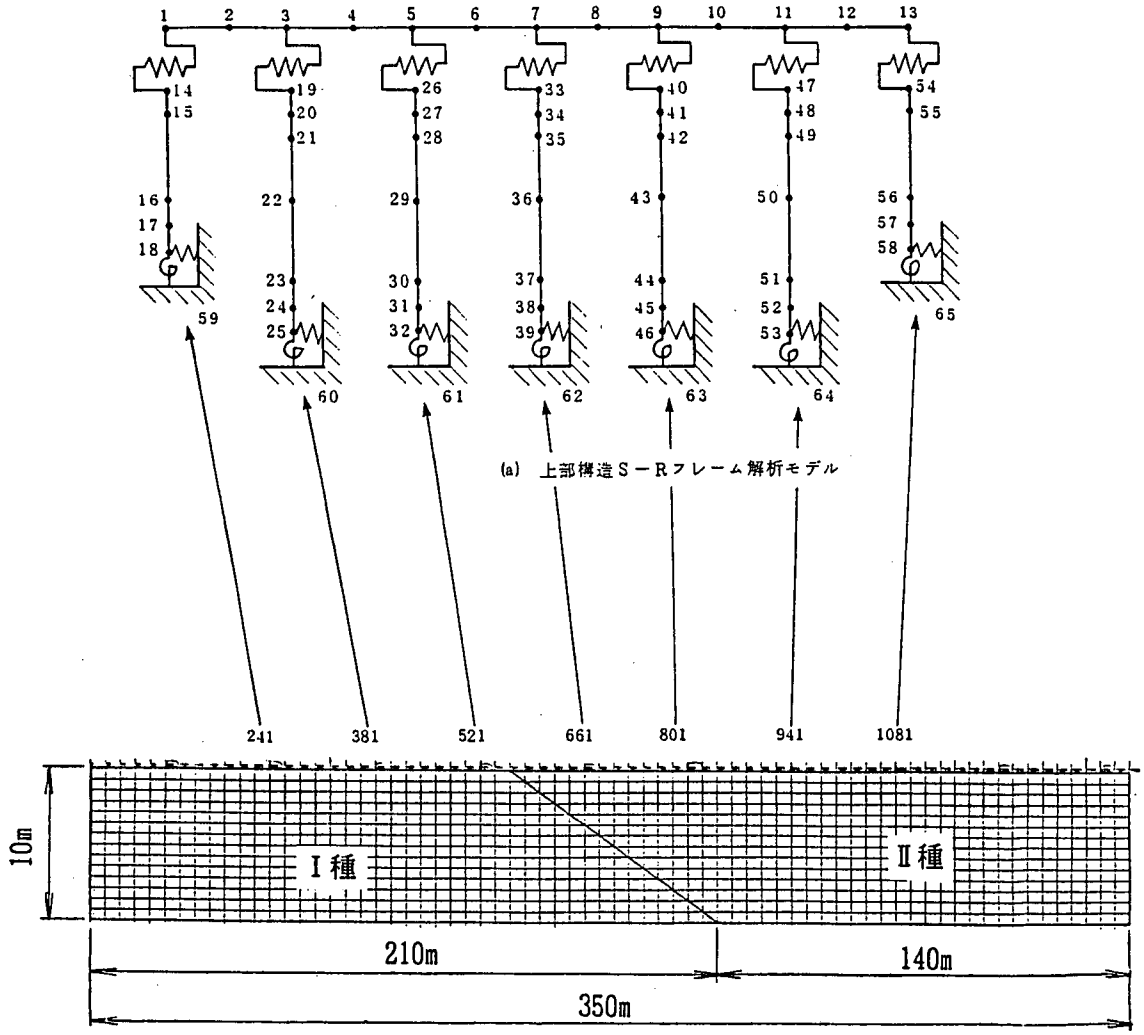
一方、同橋がⅠ種地盤およびⅡ種地盤にそれぞれ設置されたとした場合についても解析し（単一入力解析）、上記解析結果と比較することによって地盤不整形による地震入力分布の免震橋応答に対する影響を検討した。

i）解析モデル

図－3.2.4、表－3.2.1 に解析モデル図および諸元値を示す。

地盤S－Rばねは、Ⅰ、Ⅱ種地盤についてそれぞれガイドラインから求めた。

免震装置は等価線形モデルとした。減衰比は 0.2とした。



図－3.2.4 解析モデル

表－3.2.1　S－Rフレーム解析モデル諸元

a．　モデルの節点重量

節点No	X座標 (m)	Z座標 (m)	重量 (tf)	節点No	X座標 (m)	Z座標 (m)	重量 (tf)
1	-105.0	0.0	180.338	34	0.0	-0.826	104.652
2	-87.5	0.0	360.675	35	0.0	-2.0	0.0
3	-70.0	0.0	360.675	36	0.0	-8.5	203.125
4	-52.5	0.0	360.675	37	0.0	-15.0	0.0
5	-35.0	0.0	360.675	38	0.0	-16.377	357.604
6	-17.5	0.0	360.675	39	0.0	-17.5	0.0
7	0.0	0.0	360.675	40	35.0	0.0	0.0
8	17.5	0.0	360.675	41	35.0	-0.826	104.652
9	35.0	0.0	360.675	42	35.0	-2.0	0.0
10	52.5	0.0	360.675	43	35.0	-8.5	203.125
11	70.0	0.0	360.675	44	35.0	-15.0	0.0
12	87.5	0.0	360.675	45	35.0	-16.377	357.604
13	105.0	0.0	180.338	46	35.0	-17.5	0.0
14	-105.0	0.0	0.0	47	70.0	0.0	0.0
15	-105.0	-1.276	175.316	48	70.0	-0.826	104.652
16	-105.0	-4.5	0.0	49	70.0	-2.0	0.0
17	-105.0	-5.039	134.695	50	70.0	-8.5	203.125
18	-105.0	-5.5	0.0	51	70.0	-15.0	0.0
19	-70.0	0.0	0.0	52	70.0	-16.377	357.604
20	-70.0	-0.826	104.652	53	70.0	-17.5	0.0
21	-70.0	-2.0	0.0	54	105.0	0.0	0.0
22	-70.0	-8.5	203.125	55	105.0	-1.276	175.316
23	-70.0	-15.0	0.0	56	105.0	-4.5	0.0
24	-70.0	-16.377	357.604	57	105.0	-5.039	134.695
25	-70.0	-17.5	0.0	58	105.0	-5.5	0.0
26	-35.0	0.0	0.0	59	-105.0	-5.5	∞
27	-35.0	-0.826	104.652	60	-70.0	-17.5	∞
28	-35.0	-2.0	0.0	61	-35.0	-17.5	∞
29	-35.0	-8.5	203.125	62	0.0	-17.5	∞
30	-35.0	-15.0	0.0	63	35.0	-17.5	∞
31	-35.0	-16.377	357.604	64	70.0	-17.5	∞
32	-35.0	-17.5	0.0	65	105.0	-5.5	∞
33	0.0	0.0	0.0				

b．　モデルの部材剛性

部材	断面2次モーメント I (m⁴)	水平バネ定数 K_H (tf/m)	部材	断面2次モーメント I (m⁴)	水平バネ定数 K_H (tf/m)	回転バネ定数 K_θ (tf·m/rad)
1.2	6.37		9.40		1.450×10^3	
2.3	6.37		40.41	∞		
3.4	6.37		41.42	∞		
4.5	6.37		42.43	1.297		
5.6	6.37		43.44	1.297		
6.7	6.37	断面積 (m^2)	44.45	∞		
7.8	6.37		45.46	∞		
9.10	6.37		11.47		1.450×10^3	
10.11	6.37		47.48	∞		
11.12	6.37		48.49	∞		
12.13	6.37		49.50	1.297		
1.14		7.34×10^2	50.51	1.297		
14.15	0.205		51.52	∞		
15.16	0.205		52.53	∞		
16.17	∞		13.54		7.34×10^2	
17.18	∞		54.55	0.205		
3.19		1.450×10^3	55.56	0.205		
19.20	∞		56.57	∞		
20.21	∞		57.58	∞		
21.22	1.297		18.59*		1.34×10^5	1.01×10^6
22.23	1.297				(4.11×10^5)	(1.37×10^6)
23.24	∞		25.60*		1.41×10^5	2.26×10^6
24.25	∞				(5.76×10^5)	(4.58×10^6)
5.26		1.450×10^3	32.61*		1.41×10^5	2.26×10^6
26.27	∞				(5.76×10^5)	(4.58×10^6)
27.28	∞		39.62*		1.41×10^5	2.26×10^6
28.29	1.297				(5.76×10^5)	(4.58×10^6)
29.30	1.297		46.63*		1.41×10^5	2.26×10^6
30.31	∞				(5.76×10^5)	(4.58×10^6)
31.32	∞		53.64*		1.41×10^5	2.26×10^6
7.33		1.450×10^3			(5.76×10^5)	(4.58×10^6)
33.34	∞		58.65*		1.34×10^5	1.01×10^6
34.35	∞				(4.11×10^5)	(1.37×10^6)
35.36	1.297					
36.37	1.297					
37.38	∞					
38.39	∞					

注：上欄＊の部材のばね定数で
○ 内の数値はⅡ種地盤対応値
それ以外はⅠ種地盤対応値

ii）入力波

基盤にⅠ種地盤保有水平耐力レベルの波を入力した場合の結果の地表面加速度応答波を用いた。（図－3.2.5 ）

図より，各種地盤の地表面加速度波は、相互の振幅差はあるが位相差はない。

iii）　使用コードおよび解析手法

ＭＳＣ／ＮＡＳＴＲＡＮを用い、直接積分による時刻歴応答解析を行った。

iv）解析方法

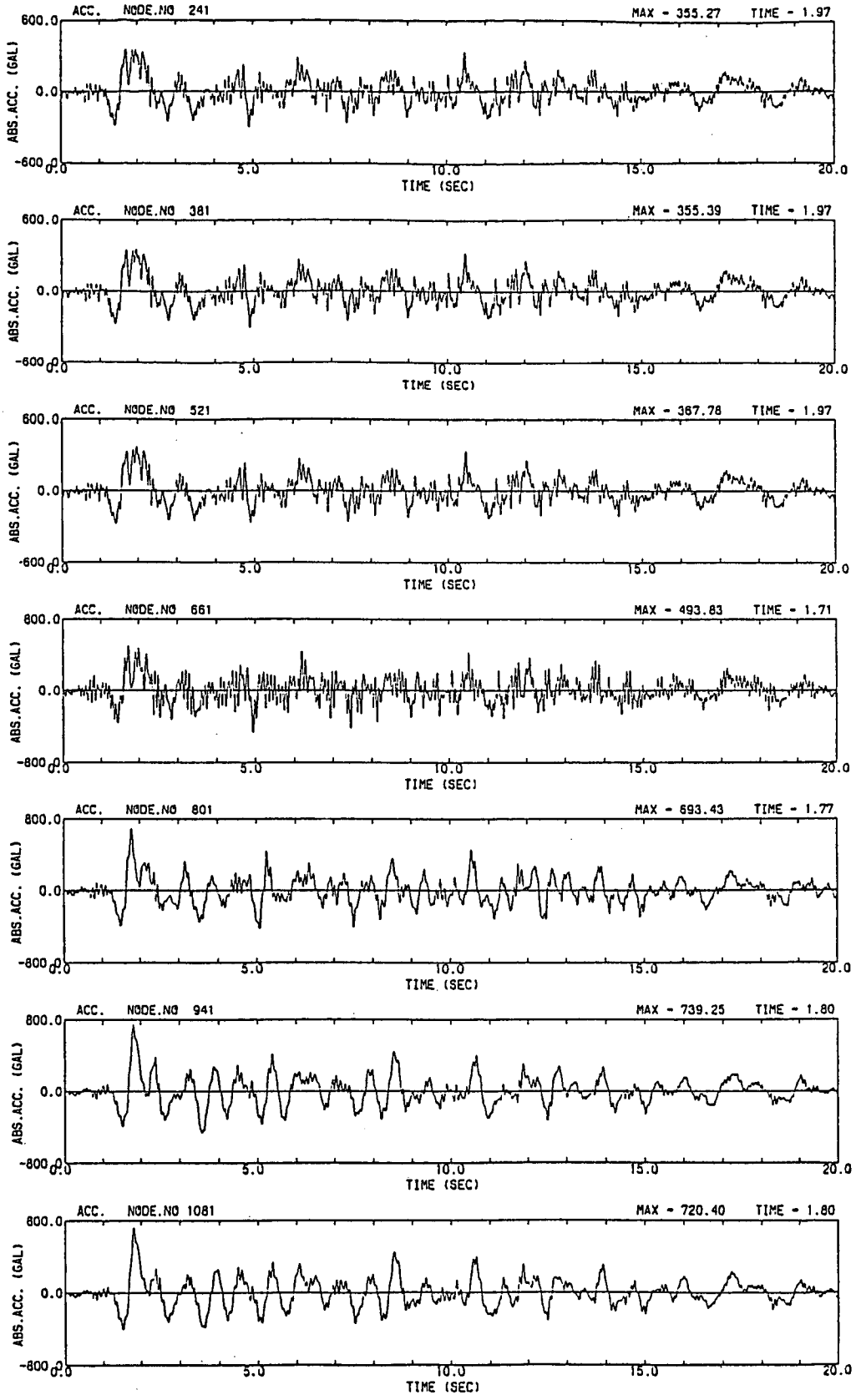
a．多入力解析

基盤にⅠ種地盤保有水平耐力レベルの波を入力した場合の結果のⅠ種およびⅡ種地表面加速度応答波を用い、免震橋Ｓ－Ｒフレーム解析モデルの各橋脚基礎に多点入力し、応答解析した。

（図－3.2.6a）

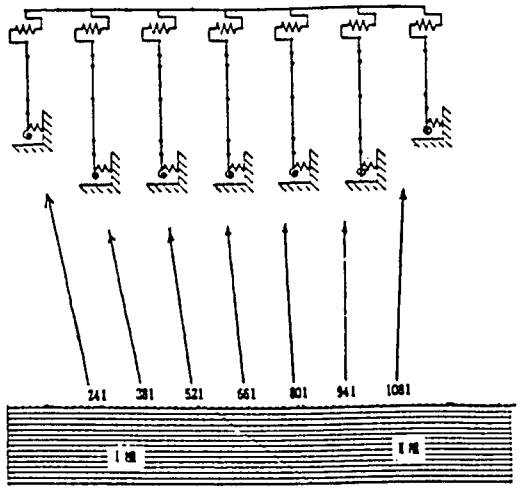
b．単一入力解析

上記のⅠ種およびⅡ種地表面加速度応答波を、Ｓ－Ｒフレーム解析モデルが各均一地盤上にあるとして各橋脚基礎に入力し、時刻歴応答解析した。（図－3.2.6b、c ）

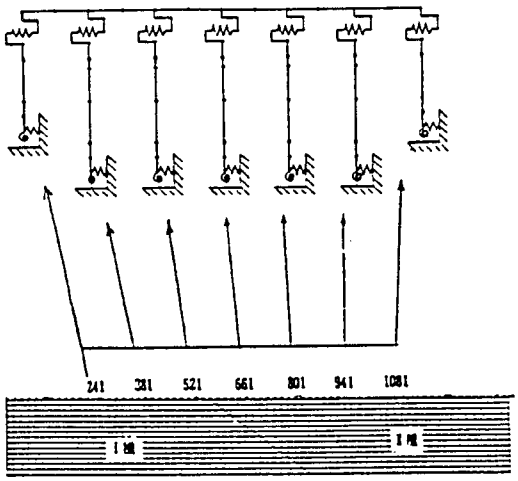


図－3.2.5　S－Rフレームモデル解析用入力波

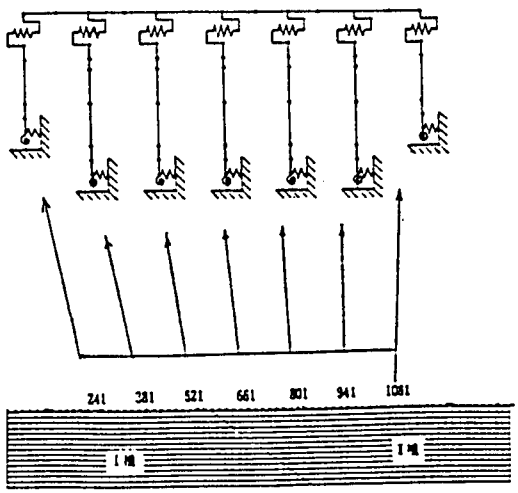
（Ⅰ、Ⅱ種地盤地表面応答波；Ⅰ種地盤保有耐力レベル波を基盤に入力）



a．多入力解析



b．Ⅰ種地盤地表面応答波単一入力解析



c．Ⅱ種地盤地表面応答波単一入力解析

図－3.2.6　解析方法

b）解析結果の検討

1）解析結果の概要

i）橋桁応答加速度

図－3.2.7 に多入力解析および単一入力解析各々についての橋桁応答加速度の分布を示す。

ii）橋脚付根部曲げモーメント

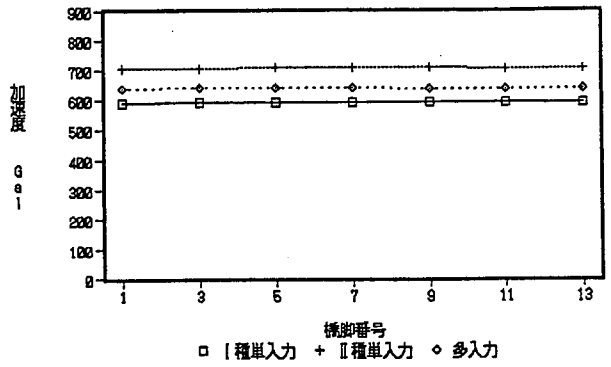
図－3.2.8 に多入力解析および単一入力解析各々についての橋脚付根部曲げモーメントの分布を示す。

iii） 免震装置荷重

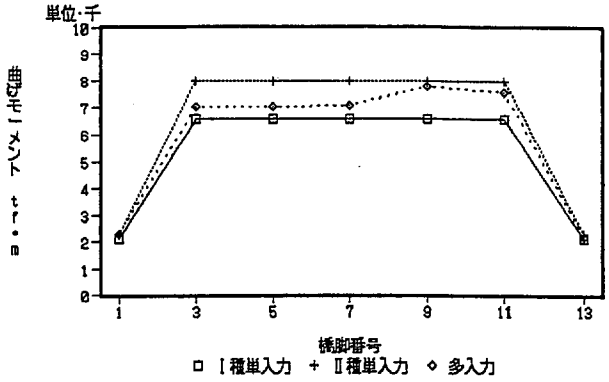
図－3.2.9 に多入力解析および単一入力解析各々についての免震装置荷重の分布を示す。

iv）免震装置変形量

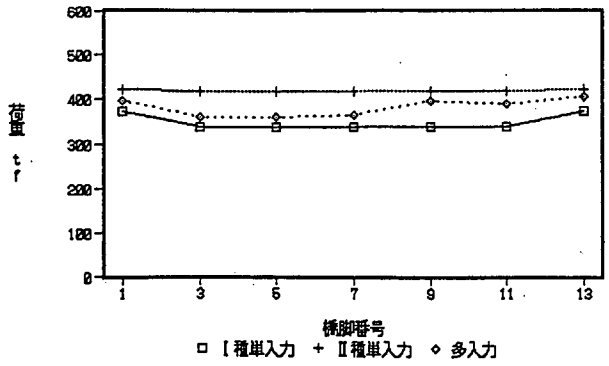
図－3.2.10 に多入力解析および単一入力解析各々についての免震装置変形量の分布を示す。



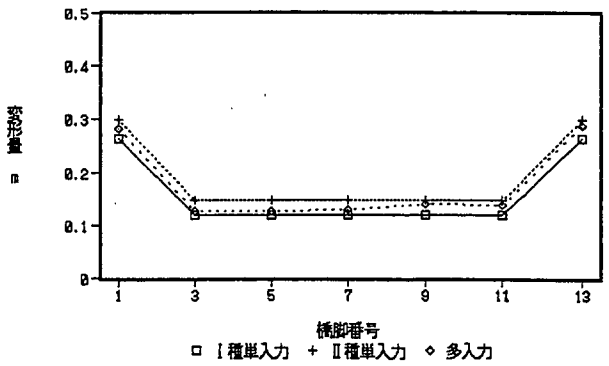
図－3.2.7 橋桁応答加速度分布



図－3.2.8 橋脚付根部曲げモーメント分布



図－3.2.9 免震装置荷重分布



図－3.2.10 免震装置変形量分布

2）解析結果の評価

ｉ）多入力解析結果と単一入力解析結果の比較

図－3.2.7 ～図－3.2.10より、多入力解析結果は単一入力解析のⅠ種とⅡ種の結果の間にあり、特異的に値の大きなところはないことが分かる。

すなわち地盤不整形による入力分布の免震道路橋応答に対する影響は小さいと判断される。

ii）地盤不整形の免震道路橋応答に対する影響が小さいことの理由

上記結論の理由は、以下のように考えられる。

多入力解析入力波の応答スペクトル（図－3.2.11）から分かるように、刺激係数最大の免震橋一次固有周期1.4s付近（表－3.2.2 ）では、Ⅰ種地盤応答波でもⅡ種地盤応答波でもそれらによる免震橋の応答が大きくは変わらないからである。

これは、図－3.2.11のⅡ種地盤地表面加速度の応答スペクトルから、Ⅱ種地盤によって0.6sの成分が増幅されているが、免震橋一次固有周期はこれより十分長い1.4s付近にあるので（表－3.2.2 ）、免震橋応答はⅡ種地盤による影響を大きくは受けないことによる。

表－3.2.2　免震橋解析用モデルの固有周期

モデル	多入力モデル	Ⅰ種地盤上モデル	Ⅱ種地盤上モデル
一次固有周期（s）（注）	１．４２	１．４５	１．４０

（注）　モードは上部構造が一体となって橋軸方向に剛体変位するモード

(4) まとめ

免震道路橋の地震時応答に対する不整形地盤の影響の一検討として、Ⅰ種地盤とⅡ種地盤が斜めに境界をなしている不整形地盤上に設置された免震橋について地震応答解析を行った。

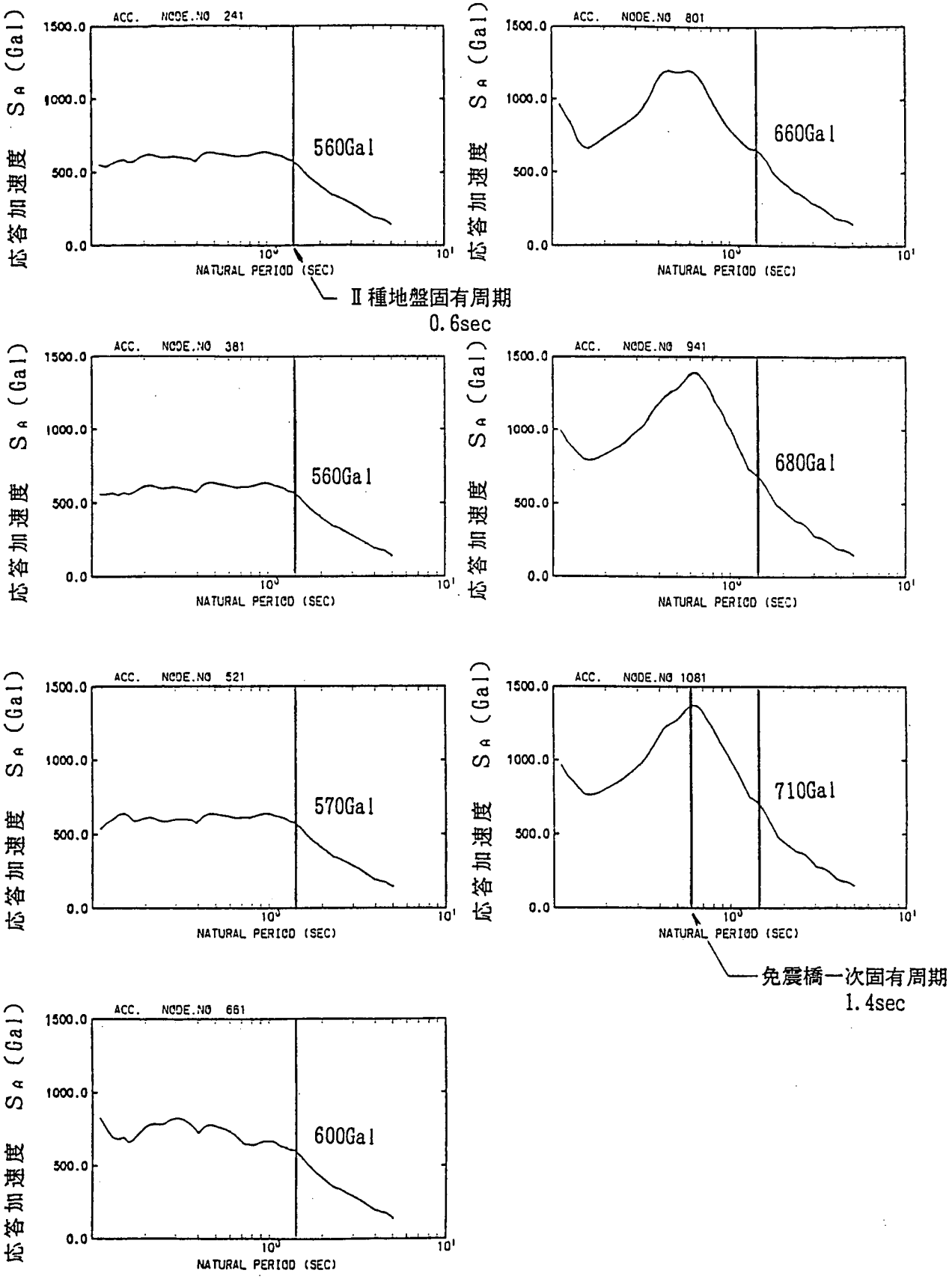
その結果、Ⅰ種地盤とⅡ種地盤による不整形地盤については、以下のことが分かった。

ｉ）各種地盤の地表面加速度波については、相互の振幅差はあったが、位相差はなかった

ii）上記の加速度波を多点入力した上部構造の応答と、各種地盤の地表面加速度波を均一入力した上部構造の応答を比較したところ、多点入力応答はⅠ種均一地盤での応答とⅡ種地盤での応答の間にあり、特異的に大きな値はなかった。

したがって地盤不整形による免震橋応答への影響は小さいことが分かった。

iii） 上記の理由については、Ⅱ種地盤によって0.6sの成分が増幅されているが、免震橋一次固有周期はこれより十分長い1.4s付近にあるので、Ⅰ種およびⅡ種地盤応答波の免震橋一次固有周期付近の応答スペクトルが大きくは変わらないためである。



図－3.2.11　地表面応答波加速度応答スペクトル（h＝0.1）

<参考文献>

1）安井譲、石原理都子、高野真一郎、栗本修：有限要素法による不整形地盤の斜め入射波解析（その１）、大林組技術研究所報、Ｎｏ．３９、１９８９

2）大槻明、渡辺浩平、竹脇尚信：不整形地盤における二次元建屋地盤系液状化解析、土木学会論文集、第３６８号／Ｉ－５、１９８６年４月

3）野田茂、中根宏行、佐瀬毅、森本巌：不整形地盤の振動特性の解析、土木学会第４６回年次学術講演会、平成３年９月

3.2.4　免震橋梁の橋脚の塑性率に関する応答特性の検討

(1) 検討概要

保有水平耐力レベルの地震時には、免震橋梁は、免震装置のみでなく橋脚にも塑性化が生じる可能性がある。本検討では、橋脚が塑性化し非線形性が顕著となる場合における、免震橋梁の動的挙動への影響に着目した。昨年度までの検討により、橋脚が弾性と考えた場合の免震装置の最大相対変位は、橋脚非線形とした場合よりも大きいことがわかっている。このことは、J.Penzenが、弾塑性のせん断バネを有する多層構造物において、ある層の最大変位を小さくしようとしてその部分の降伏強度を大きくすれば、別の層の変位が大きくなり結果として系全体のエネルギーは保存されると指摘しているのと同様の傾向である。

昨年度までの検討によって、橋脚の非線形性の影響は、最大塑性率μが2.0以下の場合は小さい事がわかっている。しかし、橋脚の最大塑性率が2.0以上の場合には、橋脚の吸収するエネルギーが免震装置の吸収するエネルギーを越える可能性がある。既往の研究においては、橋脚の損傷度と吸収エネルギー量が比例するとした考え方もあり、エネルギー論的視点からの検討が必要と考えた。

本年度は、系全体の履歴吸収エネルギーと、橋脚、免震装置への分配率の時刻歴変化、橋脚最大変位時と地震終了時刻でのこれらの値に着目し検討をおこなった。

橋梁においてエネルギーに着目したこれまでの研究では、小山らが、1自由度系の橋脚モデルにおいてN.M.Newmarkらの提案した等価エネルギー法が充分適用できることを示している。この等価エネルギー法は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編にも適用され、最大塑性率と最大慣性力の関係を明かにしている。

また、免震橋梁においては、家村らが地震終了時の履歴吸収エネルギーの分担について論じ、ある条件では基礎、橋脚への履歴吸収エネルギーをほぼゼロとできることを示している。

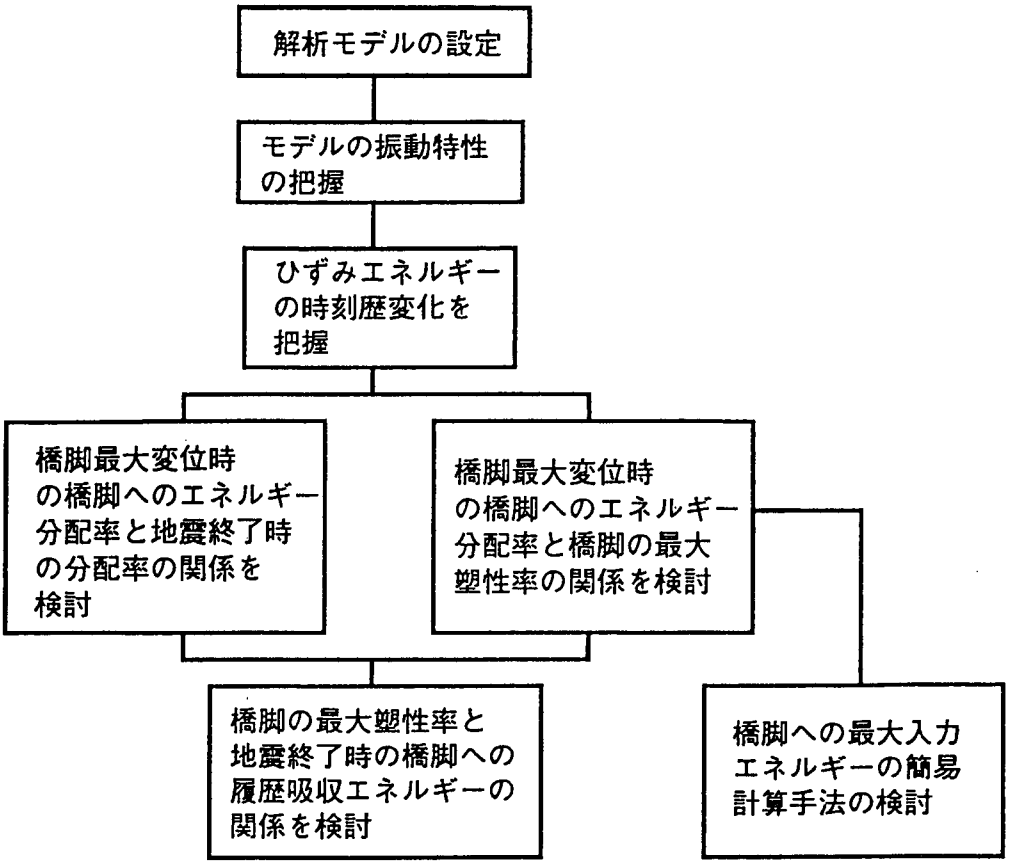
本年度の検討における、着目点と成果は次のとおりである。

①入力エネルギーの橋脚最大変位時における免震装置、橋脚への分配率は、地震継続期間中の履歴吸収エネルギーの分配率を代表する指標となるかどうかを検討した。その結果、最大変位時に橋脚への入力エネルギーが全体の入力の５０％を越えない場合は、地震継続期間をとおしても橋脚へのエネルギー集中は生じないことがわかった。

②橋脚の非線形性が顕著な場合に、免震橋梁の橋脚の安全性を簡易な計算式で推定する方法を検討し、2つの手法を提案した。

(2) 検討方法

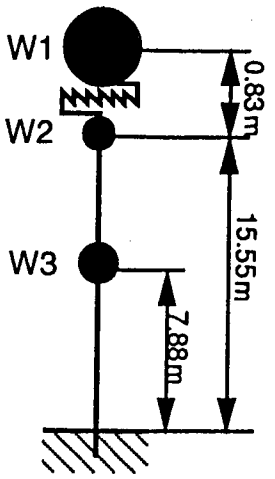
検討手順は、図－3.2.12に示した通りである。検討方法としては、振動特性の異なる２種類のタイプを考えそれぞれのタイプについて、免震装置、橋脚の非線形特性を少しずつ変化させた１２のケースの時刻歴応答解析を実施した。また入力地震波についても３種類考え２４×３＝７２ケースの解析を実施しその各時刻歴応答より、履歴吸収エネルギーの時刻歴変化を計算し、エネルギー論的観点で検討を実施した。



図－3.2.12　検討のフロー

(3) 解析モデル

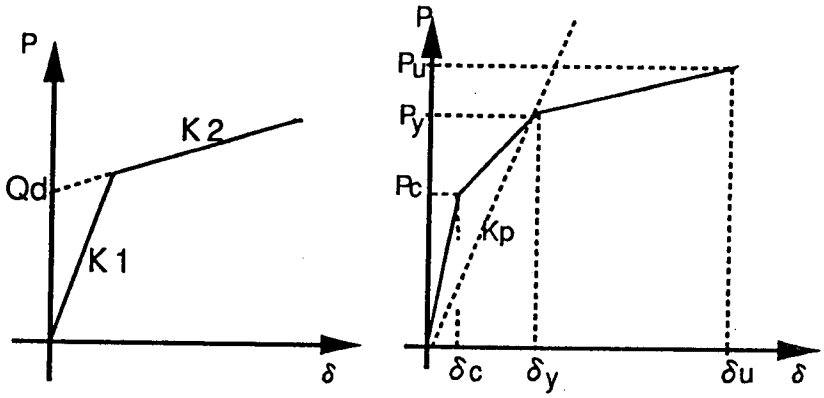
解析モデルとしては、I種地盤上に建設された免震橋梁の一橋脚モデルを考え、図－3.2.13に示すような基礎固定の3質点モデルを考えた。本研究ではこのモデルに対し基本的なバネ定数や重量の異なる、表－3.2.3に示す2種類のタイプのモデルを考えた。これらのモデルの免震装置は、バイリニヤ履歴特性を有する水平バネで、図－3.2.14(a)の様なスケルトンで示され図中のK1, K2, Qdによって特徴づけられる。橋脚についてはトリリニヤ型履歴特性を有する梁要素と考え、図－3.2.14(b)の様なスケルトンで示され、δc、Pc、δy、Py、δu、Pu及び降伏値剛性Kpによって特徴づけられる。表－3.2.3の2種類のタイプのモデルは、それぞれ免震装置のスケルトンにおける初期剛性K1、橋脚のスケルトンにおける降伏値剛性Kpで特徴づけられる。これらの特性値を保持したまま、それぞれのモデルに対し後述する様に表－3.2.4、3.2.5に従い免震装置、橋脚の履歴特性を変化させる。この時それぞれのモデルの1次固有周期は、表－3.2.3にしめした様にMODEL-1がT=1.9～2.0sec、MODEL-2がT=1.2～1.3secと計算される。



図－3.2.13　解析構造モデル

表－3.2.3　２種類の解析モデル

	MODEL-1	MODEL-2
W1	721.4 tf	1000.0 tf
W2	113.0 tf	150.0 tf
W3	236.9 tf	250.0 tf
K1	6068.4 tf/m	8500.0 tf/m
Kp	2925.9 tf/m	10200.0 tf/m
T	1.9~2.0 sec	1.2~1.3 sec



(a)免震装置　　(b)橋脚

図－3.2.14　免震装置，橋脚のスケルトン

本研究では、先にのべた様に表－3.2.3の２種類のモデルに対し、それぞれ基本的特性値が変化しない範囲で、MODEL-1については、表－3.2.4(a)に示すように免震装置の非線形特性を３種類、表－２(b)に示すように橋脚の非線形特性を４種類考え、それぞれの組み合わせによってできる１２ケースの非線形特性について解析を実施した。MODEL-2についても、表－3.2.5(a),(b)の様にMODEL-1と同様に免震装置３種類、橋脚４種類の非線形特性の組み合わせを考え１２ケースの非線形特性に対して解析を実施した。

表－3.2.4　MODEL-1における非線形特性

(a)免震装置の特性値

MODEL-1	K1 (tf/m)	K2 (tf/m)	Qd (tf)
Case-1	6,068.4	1,200.0	70.0
Case-2	6,068.4	1,400.0	75.0
Case-3	6,068.4	1,800.0	80.0

(b)橋脚の特性値

MODEL-1	δc(m)	Pc(tf)	δy(m)	Py(tf)	δu(m)	Pu(tf)	Kp(tf/m)
Case-1	6.84E-03	69.70	0.068	197.00	0.279	257.20	2925.90
Case-2	6.80E-03	70.70	0.075	218.60	0.277	289.40	
Case-3	6.63E-03	73.30	0.088	257.20	0.299	347.30	
Case-4	6.54E-03	76.00	0.109	318.60	0.286	424.40	

表－3.2.5　MODEL-2における非線形特性

(a)免震装置の特性値

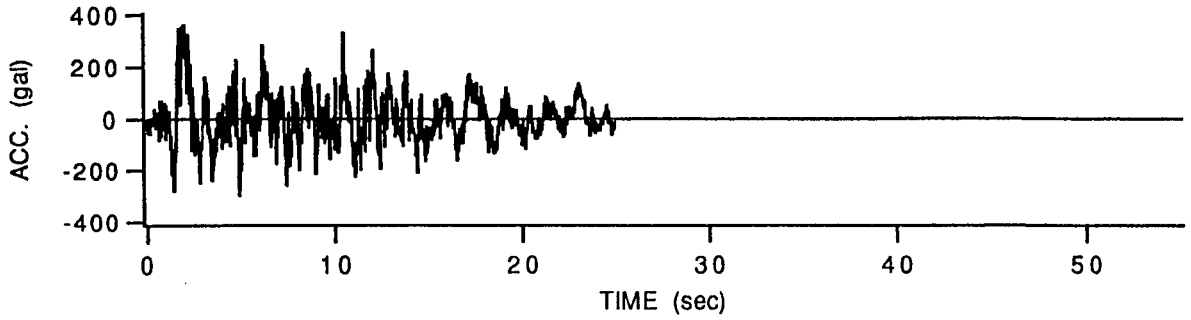
MODEL-2	K1 (tf/m)	K2 (tf/m)	Qd (tf)
Case-1	8,500.0	1,200.0	350.0
Case-2	8,500.0	1,300.0	390.0
Case-3	8,500.0	1,400.0	450.0

(b)橋脚の特性値

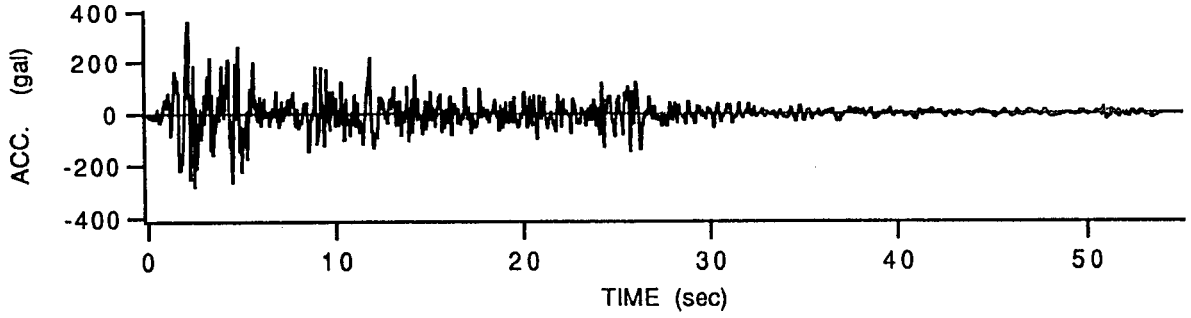
MODEL-2	δc(m)	Pc(tf)	δy(m)	Py(tf)	δu(m)	Pu(tf)	Kp(tf/m)
Case-1	5.40E-03	96.70	0.044	448.40	0.205	586.30	10200.00
Case-2	4.00E-03	122.00	0.050	515.00	0.220	692.00	
Case-3	4.60E-03	121.30	0.055	568.50	0.224	764.50	
Case-4	4.60E-03	124.40	0.062	640.60	0.217	864.00	

(4) 入力地震動

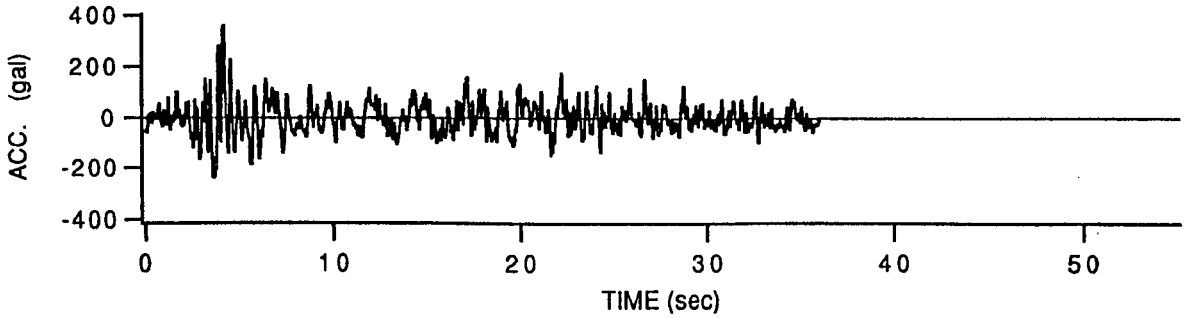
本検討では３種類の入力地震動を考えた。すなわち図－3.2.15(a)に示す建設省土木研究所によって作成されたⅠ種地盤に対して保有水平耐力レベルの検討に用いる地震動（最大加速度360gal）、(b)に示すエルセントルNS成分を最大加速度360galとした地震動、(c)に示す八戸NS成分を最大加速度360galとした地震動の３種類である。



(a) 土木研究所作成の地震動（Ⅰ種地盤用，最大加速度360gal）



(b) エルセントルＮＳ成分（最大加速度360gal）

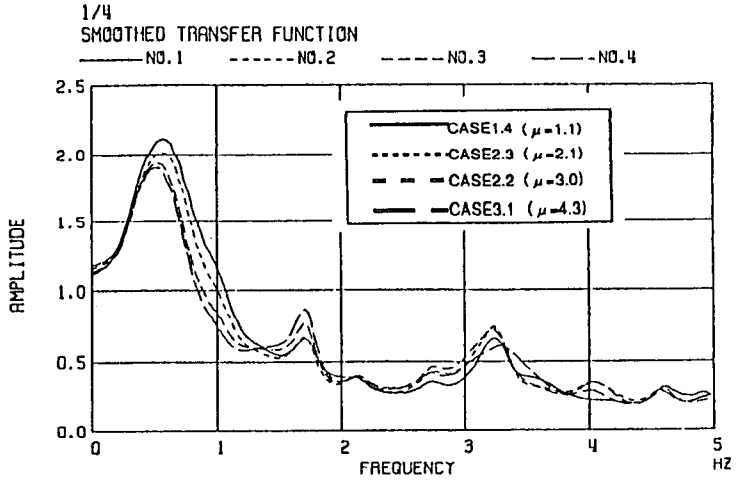


(c) 八戸ＮＳ成分（最大加速度360gal）

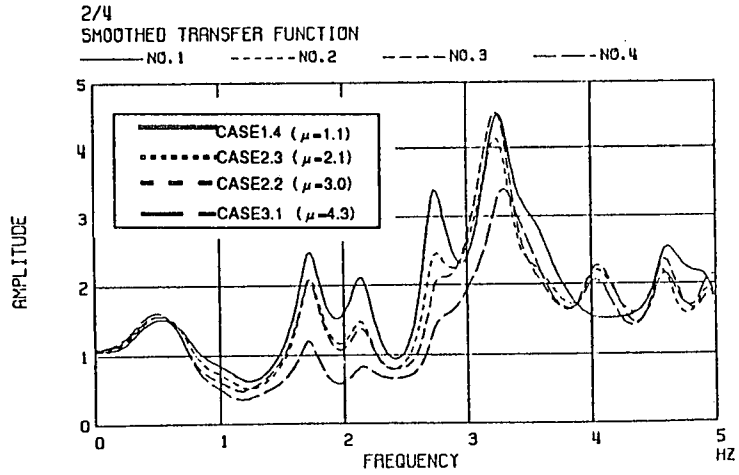
図－3.2.15 解析に用いた入力地震動

(5) モデル振動特性

土木研究所作成の地震波（図－3.2.15(a)）を入力した場合の、基礎部に対する質点１（上部工）の伝達MODEL-1において最大塑性率が1.1，2.1，3.0，4.3となる４ケースについて求めたのが、図－3.2.16(a)である。また質点２（橋脚天端）の基礎部に対する伝達特性を同様に求めたのが図－3.2.16(b)である。 図－3.2.16(a)から系は、１次固有周期の応答倍率が卓越していることがわかる。



(a) 上部工／基礎部



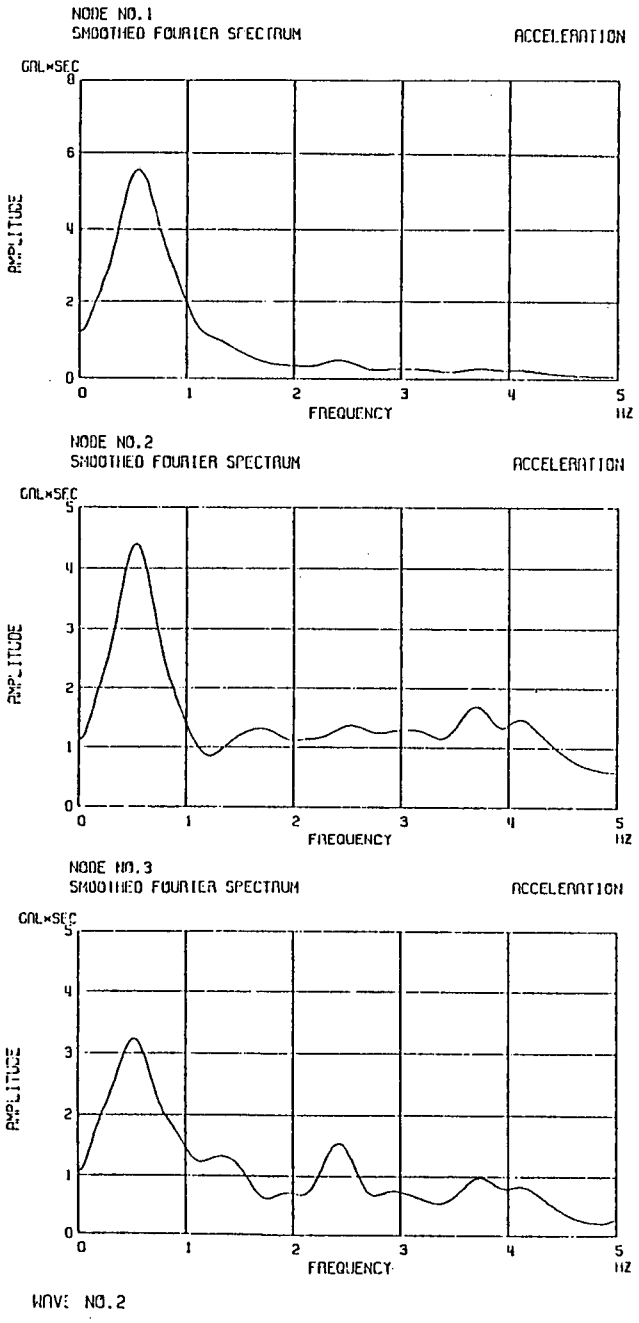
(b) 橋脚頂部／基礎部

図－3.2.16 基礎部に対する上部工，橋脚の伝達特性

表－3.2.6 橋脚の最大塑性率と系の固有周期，応答倍率の関係

最大塑性率 μ	固有周期 T	応答倍率
1.1	1.71 sec	2.10
2.1	1.78	2.02
3.0	1.86	1.93
4.3	1.95	1.89

図－3.2.17は図－3.2.16における塑性率1.1の場合の各質点の加速度応答のフーリエスペクトルである。この図より各質点の応答は1次固有周期での振動が卓越していることが解る。このことからこれらのケースの振動は1次モードが卓越した振動性状と考えられる。　表－3.2.6は図－3.2.16(a)より得られる各ケースの橋脚の最大塑性率と1次の固有周期、応答倍率について示したものである。この表より橋脚の最大塑性率が大きいほど固有周期が長くなる事、また応答倍率は小さくなる事がわかる。固有周期については橋脚の非線形性が塑性率の増加とともに大きくなり、その結果等価剛性が低下して系が長周期化しているためと考えられる。



図－3.2.17　各質点の加速度応答に関するフーリエスペクトル

(6) ひずみエネルギーの時刻歴

1自由度系の運動方程式は一般に次式で表される。

$$m\ddot{x}+c\dot{x}+F(x)=-m\ddot{z} \qquad (3.2.1)$$

x：相対変位　　z：地盤変位

m：質量　　c：減衰定数　　F（x）：復元力特性

上式の両辺に$dx=\dot{x}dt$を掛け、地震動の継続時間(0～t)にわたって積分すると次式が得られる。

$$\frac{1}{2}m\dot{x}^2(t)+\int_0^{t_0}c\dot{x}dt+\int_0^{t_0}F(x)\dot{x}dt=-\int_0^{t_0}m\ddot{x}(t)\ddot{z}dt \qquad (3.2.2)$$

上式は次式のように左辺に消費されるエネルギー、右辺に入力エネルギーが表されている式である。

$$Wk+Wc+(Wh+We)=W$$

Wk：運動エネルギー　　Wc：粘性吸収エネルギー

Wh：履歴吸収エネルギー　　We：ひずみエネルギー

W：地震入力エネルギー

多自由度系の場合のエネルギー方程式は次式のようになる。

$$\frac{1}{2}m_i\dot{x}_i^2+\sum_{i=1}^{n}\int_0^{t_0}c_i\dot{y}_i dt+\sum_{i=1}^{n}\int_0^{t_0}F_i\dot{y}_i dt=\sum_{i=1}^{n}\int_0^{t_0}m_i\ddot{x}_i\ddot{z}_i dt \qquad (3.2.3)$$

すなわち(3.2.3)式は(3.2.2)式と同様次式のように表すことができる。

$$\sum_{i=1}^{n}W_{k_i}+\sum_{i=1}^{n}W_{c_i}+\sum_{i=1}^{n}W_{e_i}+\sum_{i=1}^{n}W_{h_i}=\sum_{i=1}^{n}W_{i_i} \qquad (3.2.4)$$

(3.2.4)式において地震応答終了時には、運動エネルギーや弾性ひずみエネルギーは0となるため最終的に(3.2.4)式は次の様になる。

$$\sum_{i=1}^{n}W_{c_i}+\sum_{i=1}^{n}W_{h_i}=\sum_{i=1}^{n}W_{i_i} \qquad (3.2.5)$$

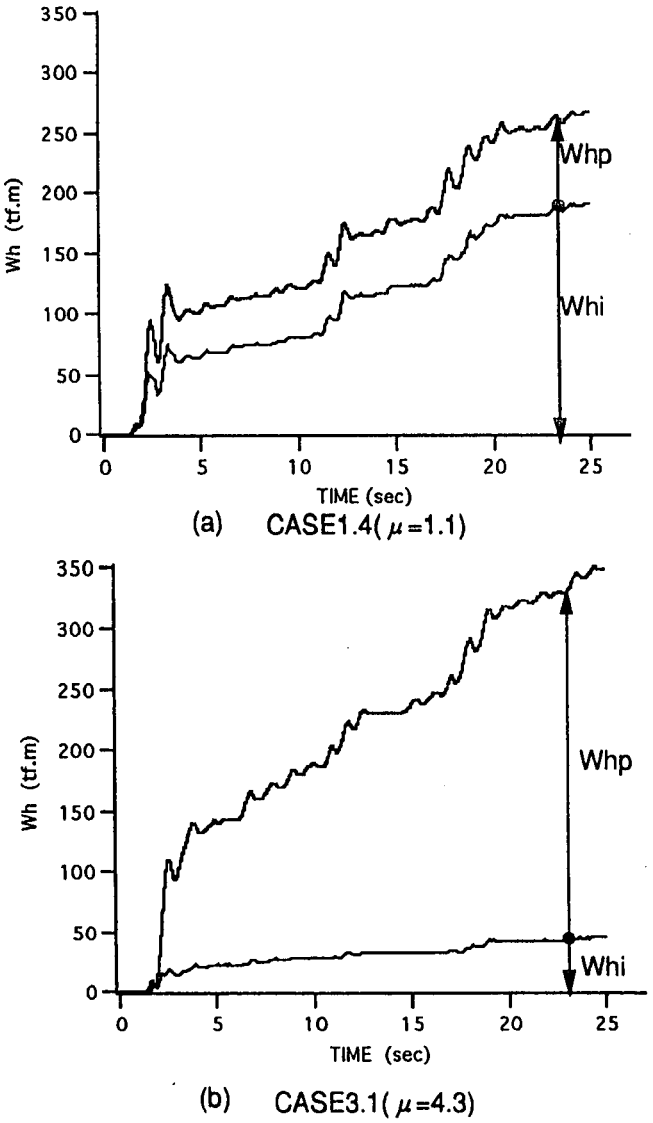
構造物にとって、履歴によって吸収されるエネルギーが損傷と深く係わると考えられる。そこでMODEL-

1に対して図－3.2.15(a)の土木研究所が作成した地震動を入力した場合のμ＝1.1、μ＝4.3となる場合について粘性吸収を0とした応答結果より吸収エネルギーWhを計算した。Whは次式のように、免震装置による履歴吸収エネルギーと橋脚による履歴吸収エネルギーの和としてあらわされる。。

図－3.2.18はそれぞれの場合の吸収エネルギーの時間に伴う変化を示したものである。

この図より、最大塑性率の小さい場合と最大塑性率の大きい場合を比べると全体の履歴吸収エネルギーに対する免震装置の吸収エネルギーの比は塑性率が小さい場合のほうが大きく、橋脚に関しては塑性率が大きい場合の方が大きい。また全吸収エネルギーは両者に大きな違いがないことがわかる。

橋脚に最大変位が生じる2.5sec付近での全体の吸収エネルギーに対する橋脚への吸収エネルギーの比Whp/Whと地震終了時刻での同じ比を比較すると、塑性率1.1の図－3.2.18(a)では2.5sec付近よりも地震終了時刻の方が低下しており、(b)の塑性率4.3の場合は逆に増加していることが解る。

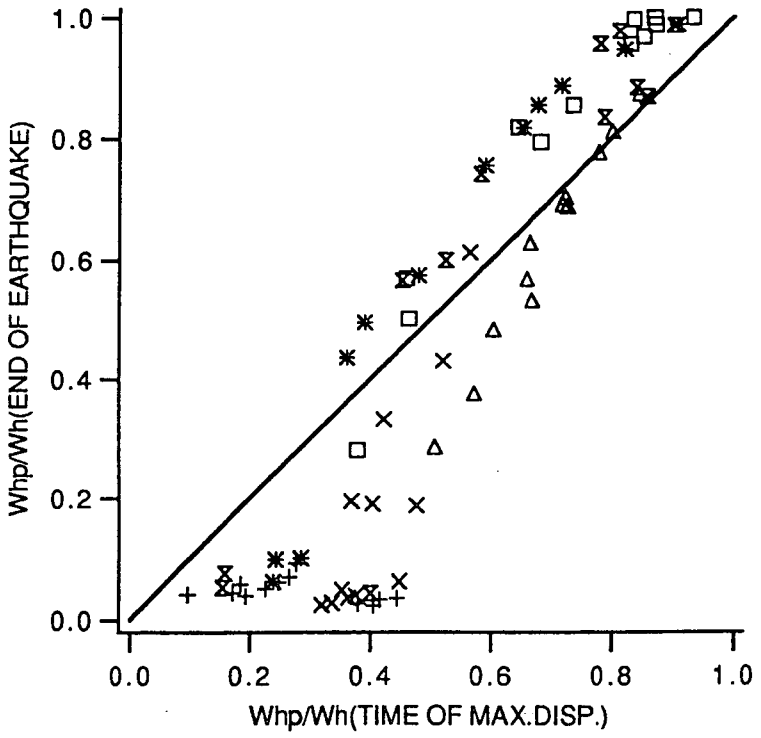


図－3.2.18　橋脚と免震装置の履歴吸収エネルギーの時刻歴

(7) 橋脚最大変位時と地震終了時の橋脚へのエネルギー配分率

地震終了時の累積損傷は、橋脚への履歴吸収エネルギーによって評価できると考えると、免震橋梁の場合系全体での地震終了時の履歴吸収エネルギーと橋脚へのエネルギーの分配率を求める事が必要である。

この節ではこの分配率に着目した検討を行う。地震終了時の橋脚へのエネルギー分配率は、橋脚の最大塑性率や系の振動特性を支配する様々な条件、入力地震動等によって変化すると考えられ、ある特定の条件との相関を考えることは難しい。しかしＲＣ橋脚の実験的な既往の研究より橋脚の最大変位が最終的な履歴吸収エネルギーに及ぼす影響が大きい事が指摘されており、免震橋梁においても橋脚最大変位時の橋脚へのエネルギー分配率と地震終了時のエネルギー分配率は相関がある可能性があると考えこの両分配率の関係を検討した。ここでは、表－3.2.3のMODEL-1, MODEL-2についてそれぞれ表－3.2.4、表－3.2.5の履歴特性の組合わせを考えた計２４ケースの解析構造モデルに対し、図－3.2.15に示す３種類の地震波を入力して動的解析を実行した。図－3.2.19は全履歴吸収エネルギーに対する橋脚の履歴吸収の割合を橋脚に対するエネルギー分配率と考え、橋脚最大変位時の分配率と地震終了時の分配率の関係を示したものである。この図より橋脚最大変位時の分配率が0.5以下の場合地震終了時の橋脚へのエネルギー分配率は橋脚最大変位時の分配率より下回り、0.5を越えると橋脚最大変位時の分担率と地震終了時の分担率がほぼ等しくなることが解る。

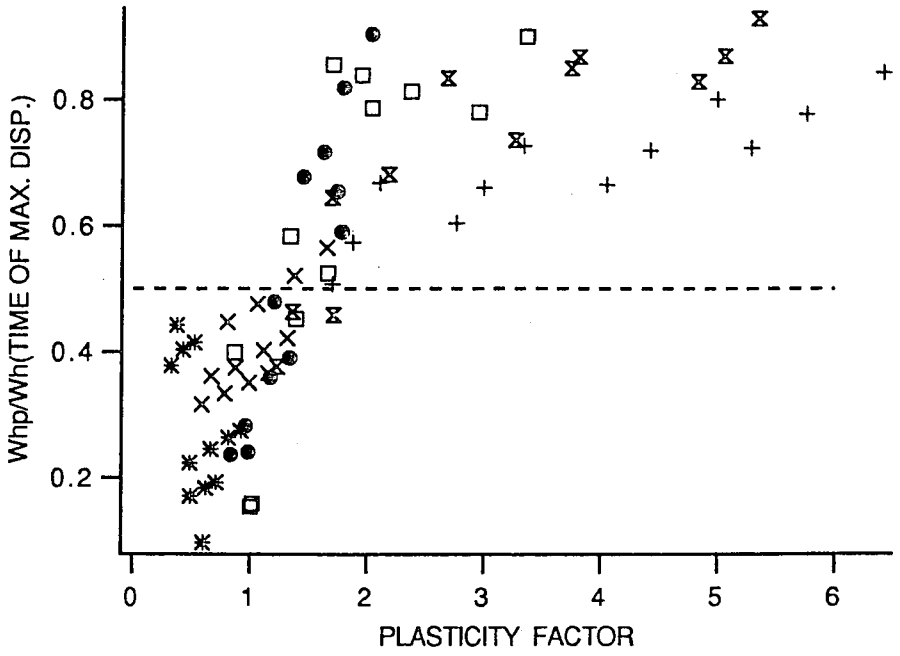


図－3.2.19　橋脚へのエネルギー分配率の橋脚最大変位発生時刻と地震終了時刻での大きさの関係

(8) 橋脚最大変位時の橋脚へのエネルギー分配率と最大塑性率の関係

前節の検討により、橋脚の最大変位時の橋脚へのエネルギー分配率と地震終了時のエネルギー分配率は関係が深い事が明かになった。また橋脚の最大変位時のエネルギー分配率を0.5以下におさえれば、地震終了時のエネルギー入力分担を小さくする事が可能であることがわかった。以上のことより橋脚最大変位時のエネルギー分担率を評価することが地震終了時の橋脚の損傷を考える上でも重要であると考え、本節ではこの最大変位時の分担率と関係が大きいと考えられる橋脚の最大塑性率の関係を検討した。

図－3.2.20は前節と同じ解析結果について橋脚の最大塑性率と橋脚最大変位時の橋脚へのエネルギー分配率の関係を表したものである。この図より橋脚最大変位時のエネルギー分配率が0.5以下となるのは橋脚の最大塑性率2.0以下の場合であり、この場合は前節の結果より地震終了時のエネルギー分担率を軽減できると考えられる。

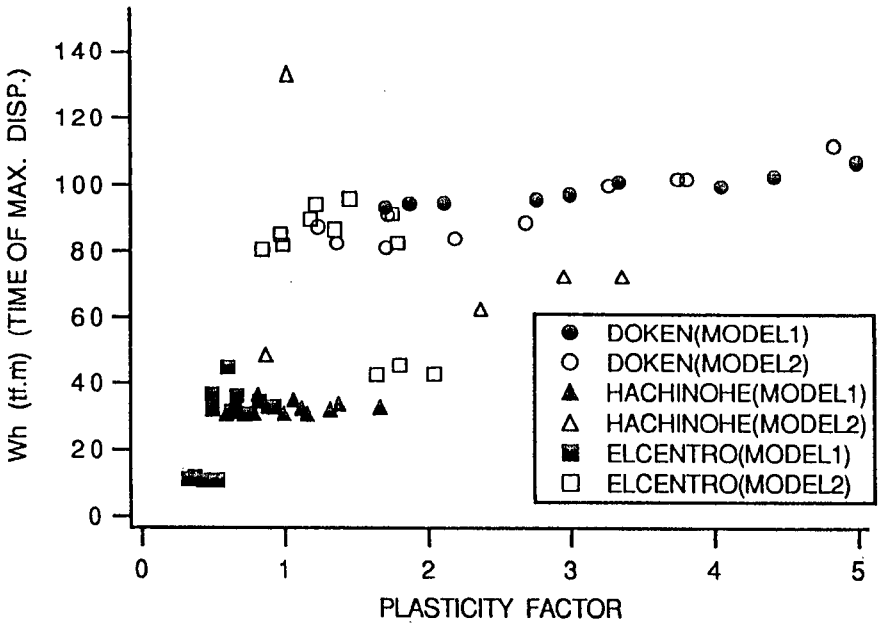


図－3.2.20　橋脚最大変位時の橋脚に対するエネルギー分担率と橋脚の最大塑性率の関係

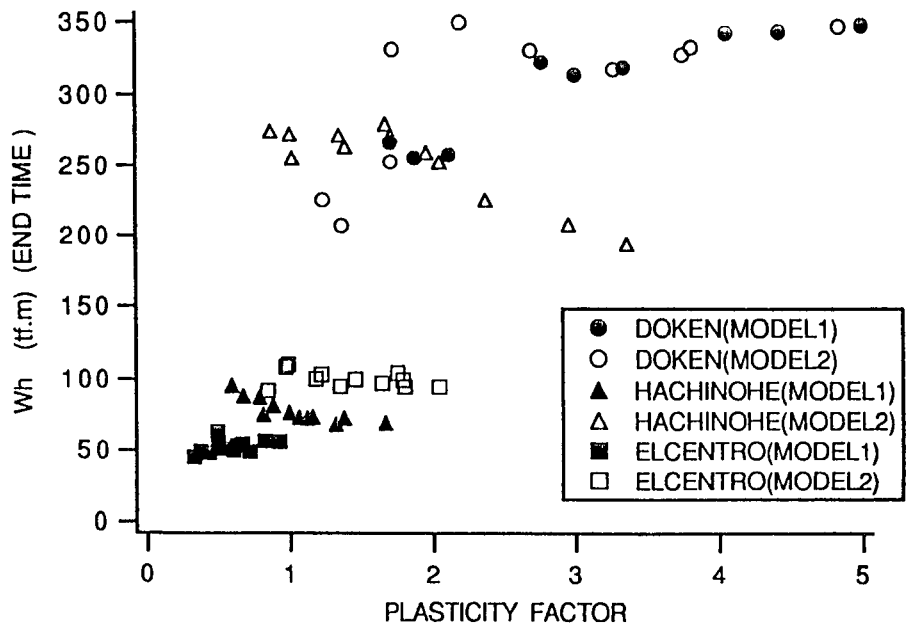
(9) 系の履歴吸収エネルギー

前節までは橋脚最大変位時と地震終了時の橋脚へのエネルギー分配率に関して述べてきたが、本節ではこれらの時刻における総履歴吸収エネルギーについて検討する。

図－3.2.21(a)は、橋脚最大変位時総履歴吸収エネルギー(b)は地震終了時刻における総履歴吸収エネルギーである。これらの図よりどちらの時刻の吸収エネルギーもその大きさはモデルと入力波によって決まっており塑性率にともなう変動は小さいことが解る。



(a) 橋脚最大変位時



(b) 地震終了時

図－3.2.21 系への層履歴吸収エネルギー

(10) 橋脚の地震時保有水平耐力照査の問題点

道路橋の免震設計法ガイドライン（案）では、地震時保有水平耐力の照査において用いる等価水平震度ｋheは、橋脚の許容塑性率μaに対して次式により求められる。

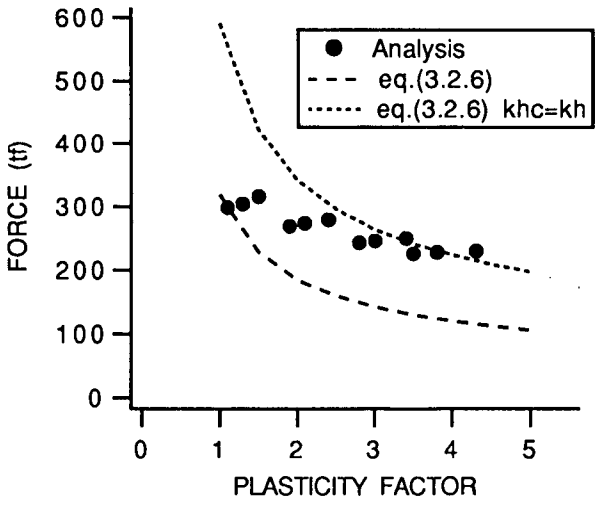
$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \qquad (3.2.6)$$

ただし、μaは2.0以下としている。(8)節の検討により、橋脚の最大塑性率μが2.0以下では橋脚の地震継続期間中の損傷は軽減されることがわかった。従ってμaが2.0以下の範囲では、免震装置の効果は、充分発揮されると考えられる。しかし、塑性率μ＝2.0以上の場合の検討も今後免震橋梁の適用範囲を広げる上で必要と考えられる。橋脚の最大塑性率が2.0以上となり橋脚の非線形性が顕著になった場合は、以下に述べるような問題点が考えられる。

① (3.2.6) 式は、1自由度系の振動においてN.M.Newmarkらが提案した等価エネルギー法に基づく式であり、2自由度系の振動と考えられる免震橋梁においてどの範囲まで適用できるかわからない。

② (3.2.6) 式におけるｋhcは、橋脚が降伏値剛性を有する弾性と考えた場合の地震時保有水平耐力レベルの震度である。この震度は、免震装置が設計変位まで変形した場合のエネルギー吸収による減衰を考慮している。しかし、免震装置の変位は、橋脚が塑性化した場合に設計変位より小さくなると考えられ、装置による減衰機能は小さくなる。したがって (3.2.6) 式のｋhcは、実際よりも過小評価となり、等価水平震度ｋheも過小評価となる可能性がある。

図－3.2.22は、上記の問題点を前節までの動的解析の応答と (3.2.6) 式によって求められる等価水平力の比較によって示したものである。この図は、免震装置に作用する上部工の最大慣性力と橋脚の最大塑性率の関係を表しているが、この図より橋脚の最大塑性率が大きくなるにつれて、動的解析の結果に対し (3.2.6) 式によって求められる等価水平力は小さく評価されることがわかる。すなわち、許容塑性率が大きな橋脚においては、(3.2.6) 式による等価水平力が保有水平耐力以下であっても実際の応答は保有水平耐力を越える危険性がある。図－3.2.22には、(3.2.6) 式の震度ｋhcを免震装置による減衰を考慮しない震度ｋhとした場合も示した。この図より、最大塑性率3.0以上の範囲では、動的解析による応答が免震装置の減衰を考慮しない (3.2.6) 式による等価水平力と一致しておりこの範囲では、免震装置の減衰効果が充分に発揮されていない可能性がある。これら動的解析と (3.2.6) 式の比較により、上記の２つの問題が許容塑性率が2.0以上の場合に生じる可能性が確認された。そこでこのような問題点が生じないために、以下の様な対策を提案する。



図－3.2.22 最大塑性率と最大慣性力

①（3.2.7）式により、橋脚の最大塑性率μを推定し、これが許容塑性率μa以下になるように設計をおこなう。

$$\mu = \left(\frac{K_p}{K_2}+1\right)\left(\frac{w k_{hc}}{p_y}\right) - \left(\frac{K_p}{K_2}\right) \qquad (3.2.7)$$

上式は、橋脚が塑性化した場合に免震装置のエネルギー吸収機能が低下する傾向を考慮しており、動的解析と同等の評価ができると考えられる。

②（3.2.8）式の条件を満足するように橋脚、免震装置を設計し、もし満足しない場合は保有水平耐力レベルの地震時に免震効果が見込まれないとして（3.2.6）式のk_{hc}のかわりに免震装置の減衰を考慮しない水平震度k_hを用いる。

$$\frac{W k_{hc} - q_d}{W k_{hc} - p_y} \geq 2 \qquad (3.2.8)$$

上式は、地震継続期間中に橋脚へのエネルギー集中が生じないための条件式であり、この条件が成立しない範囲では、免震装置の効果が発揮されないと考えられる。

③橋脚、免震装置とも等価線形化をおこない、繰り返し計算を実行して応答を求める。

(11) 橋脚の最大塑性率推定式

i)概要

橋脚が塑性化した時の橋脚の最大塑性率は、非免震橋梁の場合、振動単位を1自由度系と考え、等価エネルギー法を適用して求めることができる。しかし免震橋梁の場合は、免震装置が存在するために、振動単位は2自由度系と考えられ、橋脚の塑性化とともに免震装置の塑性化も考慮する必要がある。このため免震橋梁における橋脚の最大塑性率は、非免震橋梁で用いた等価エネルギー法をそのまま適用して求めることが困難と考えられる。

一方、前節までの検討で、免震橋梁は橋脚の塑性化の程度によらず、系全体の最大ひずみエネルギーが一定であることがわかった。また、免震橋梁の振動モードは、橋脚が塑性化しても1次モードが卓越することがわかった。

そこでここでは、橋脚のみに等価エネルギー法を適用するのではなく、振動系全体に対して等価エネルギー法を適用して、橋脚の最大塑性率の推定式（3.2.7）式を提案した。

ii)仮定条件

橋脚の最大塑性率推定式は、以下の仮定条件のもとに導入した。

①1次モード振動の仮定

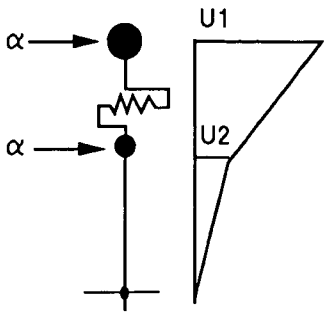
免震橋梁の振動特性は、橋脚弾性の範囲では一般に1次モードが卓越する。また(5)節の検討によって、橋脚が塑性化しても、免震橋梁の振動は1次モードが卓越することが確認された。そこで、推定式の誘導においては、免震橋梁は、1次モードで振動すると仮定した。

②系の最大ひずみエネルギー一定の仮定

①の仮定に従えば、免震橋梁における系の最大ひずみエネルギーは、免震装置の最大ひずみエネルギーと橋脚の最大ひずみエネルギーの和に等しい。(9)節の検討より、このエネルギーは、橋脚の塑性化の程度によらず一定であることがわかった。そこで、系の最大ひずみエネルギーは、一定と仮定した。

iii)橋脚の最大塑性率推定式の誘導

地盤の影響を無視すれば、免震橋梁の1橋脚部分は、図－3.2.23に示すような基礎固定2質点モデルで表すことができる。仮定より、振動は1次モードなので、各質点の最大変位は、各質点にある同一の加速度が加えられた時の変位分布に類似する。この時、免震装置に作用する最大水平力Fiと、橋脚上部に作用する最大水平力Fpの間には、次式の関係が成立する。



図－3.2.23 2質点系モデルと振動モード

$$F_p = F_i\left(1 + \frac{W_2}{W_1}\right) \qquad (3.2.9)$$

W1:質点1の重量　W2:質点2の重量

免震装置、橋脚のスケルトンが図－　に示すバイリニヤ型と仮定すれば、Fi、Fpは、免震装置の最大塑性率ν（$=\delta max/\delta y$）、橋脚の最大塑性率μ（$=\delta max/\delta y$）を用いて次式のように表すことができる。

$$\left.\begin{aligned} F_i &= q_d + \frac{K_2}{K_1 - K_2} q_d \nu \\ F_p &= p_y + \frac{K_y}{K_p} p_y \mu \end{aligned}\right\} \qquad (3.2.10)$$

qd:装置の降伏荷重　K1:装置の1次剛性　K2:装置の2次剛性

Py:橋脚の降伏荷重　Kp:橋脚の降伏値剛性　Ky:橋脚の3次剛性

(3.2.9)式に、(3.2.10)式の関係を代入すれば、免震装置の最大塑性率νと橋脚の最大塑性率μの関係は、次式のように表すことができる。

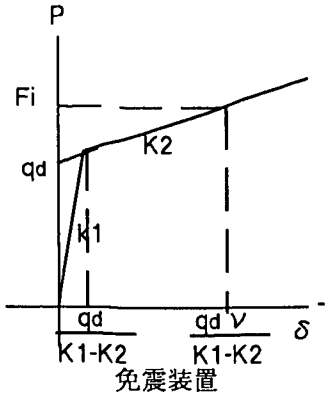
$$\nu = \frac{K_1 - K_2}{\beta K_2 K_p}\left\{\left(\frac{p_y}{q_d}\right)\mu + (K_p - K_y)\left(\frac{p_y}{q_d}\right) - K_p\right\} \qquad (3.2.11)$$

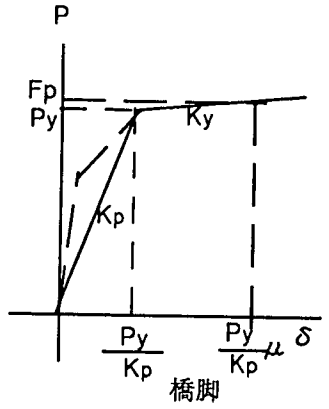
ただし、　$\beta = 1 + W_2 / W_1$　である。

(3.2.11)式は、免震装置の変位の増加にともない橋脚上部に作用する水平力も増加しその結果橋脚の変位が免震装置に引っ張られる形で増加することを意味する。

一方、系の最大ひずみエネルギーは、免震装置と橋脚の最大ひずみエネルギーの和として表すことができる。図－3.2.24のスケルトンより、免震装置の最大ひずみエネルギーEiと橋脚の最大ひずみエネルギーEpは、次式のように表すことができる。

$$\left.\begin{aligned} E_i &= \frac{1}{2}\frac{q_d}{K_1-K_2}\left(\frac{K_2}{K_1-K_2}\nu^2+2\nu-1\right) \\ E_p &= \frac{1}{2K_p}\left(\frac{p_y}{q_d}\right)\left(\frac{K_y}{K_p-K_y}\mu^2+2\mu-1\right) \end{aligned}\right\} \qquad (3.2.12)$$





図－3.2.24　橋脚、装置のスケルトン

仮定より、系の最大ひずみエネルギーEtは、一定であり、Et＝Ei＋Ep＝const.　の関係が成立する。また、免震装置の最大塑性率νが橋脚の最大塑性率μの関数と仮定すれば、次式の微分方程式が得られる。

$$\frac{dE_t}{d\mu}=\frac{dE_i}{d\mu}+\frac{dE_p}{d\mu}=0 \qquad (3.2.13)$$

(3.2.13) 式に (3.2.12) 式の関係を代入し、さらに (3.2.9) 式 (3.2.10) 式等の関係を用いてνとμの関係は、次式のように表すことができる。

$$\frac{d\nu}{d\mu}=-\beta\frac{K_1-K_2}{K_p}\left(\frac{p_y}{q_d}\right) \qquad (3.2.14)$$

ただし、　$\beta=1+W_2/W_1$　である。

(3.2.14) 式を積分すれば、免震装置の最大塑性率νは、橋脚の最大塑性率μの１次式として次式のように表すことができる。

$$\nu=-\beta\frac{K_1-K_2}{K_p}\left(\frac{p_y}{q_d}\right)\mu+C \qquad (3.2.15)$$

ただし、Cは積分定数である。(3.2.15) 式は、系全体の最大ひずみエネルギー一定のもとで橋脚の塑性率が増加にともない橋脚の最大ひずみエネルギーが増加すれば、反対に免震装置の最大ひずみエネルギーは減少し、免震装置の塑性率は減少することを意味する。

積分定数Cは、橋脚の最大塑性率と免震装置の最大変位がある条件で規定されれば求めることができる。免震設計における免震装置の設計変位UBは、橋脚を降伏値剛性Kpの弾性と仮定して免震装置を等価線形と考えて繰り返し計算により求められる。そこで、積分定数Cは、(3.2.15) 式にこの条件を適用して求めた。

すなわち、(3.2.15) 式に、

$\beta = 1.0$

$\mu = 1.0$

$Py = W*Khc = qd + K2*UB$

$\nu = UB*(K1 - K2) / qd$

等の条件を代入すれば、積分定数Cは、次式のように求められる。

$$C = \frac{K_1 - K_2}{q_d K_p}\left\{U_B (K_p + \beta K_2) + \beta q_d\right\} \qquad (3.2.16)$$

積分定数Cが (3.2.16) 式で定められれば、(3.2.11) 式と (3.2.15) 式により、橋脚の最大塑性率μは、次式のように求められる。

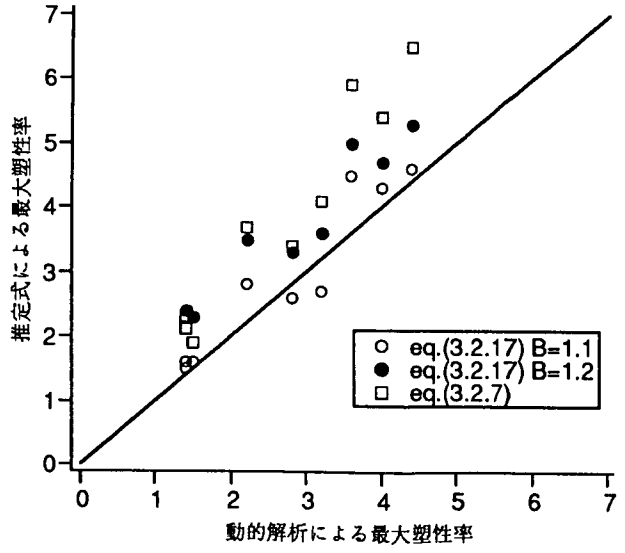
$$\mu = \frac{\beta (K_p + \beta K_2)\left(\frac{q_d + U_B K_2}{p_y}\right) - (K_p - K_y)}{K_y + \beta^2 K_2} \qquad (3.2.17)$$

この式は、系の応答が系の中で免震装置の変位が増加するとこれに引っ張られて橋脚の変位が増加しようとする性質と、一定の地震入力エネルギーを免震装置と橋脚の両者で吸収するために、免震装置の変位が増加すれば橋脚の変位は減少するという相反する性質の中で決定されることを意味している。() 式は、Ky／Kpが無視できる程度に小さく、橋脚の重量が上部工の重量に対して充分小さく$\beta = 1.0$とできるならば、(3.2.7)式のように簡略化することができる。

iii)推定式の評価

ここでは、免震装置と橋脚の履歴特性を考慮した時刻歴応答解析による橋脚の最大塑性率の応答値と推定式による最大塑性率の推定値を比較し、推定式の精度を評価した。

図－3.2.25は、動的解析により求められた最大塑性率の応答と(3.2.7)式、(3.3.17)式により得られる最大塑性率の関係を示している。(3.2.17)式においては、$\beta = 1.0$の場合と$\beta = 1.2$の場合の最大塑性率を求めた。この図より、(3.2.17)式で$\beta = 1.2$とした場合と、(3.2.7)式は、安全側で比較的精度よく動的解析の結果を評価できることがわかった。



図－3.2.25 推定式の評価

(12) 免震装置と橋脚のスケルトンのバランス

i)概要

保有水平耐力レベルの地震時に、免震橋梁は、免震装置と橋脚の両者が塑性化し構造系の内部に複数の塑性箇所を有する可能性がある。免震装置と橋脚の履歴特性がバランス良く設計された場合には、構造系に入力されたエネルギーの多くは免震装置によって吸収され、橋脚へのエネルギー吸収を小さく押さえることができ、橋脚の損傷を軽減できると考えられる。(7)節における検討より、このような橋脚の損傷を低減するための条件は、免震装置の最大ひずみエネルギーが橋脚の最大ひずみエネルギーより大きくなる場合であることがわかった。そこでここでは、この条件を満足する免震装置と橋脚の履歴特性のバランスはどのようになるかを検討し、(3.2.8)式に示す条件式を提案した。

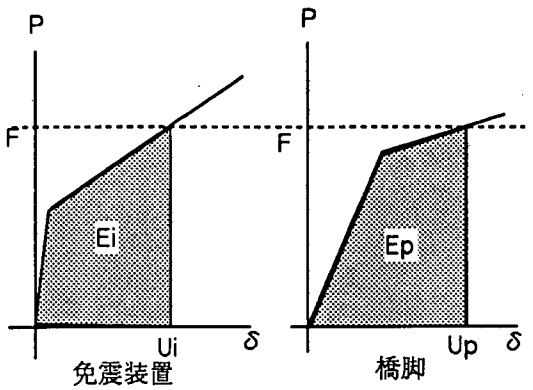
ii)条件式の誘導

(7)節の検討より、橋脚の地震継続期間中の損傷を軽減するためには、橋脚の最大変位時におけるひずみエネルギーの橋脚分担率が0.5以下であればよいことがわかった。

この条件は、免震装置の最大ひずみエネルギーEiが橋脚の最大ひずみエネルギーEp以上であることを意味する。

すなわち　　Ei ＞ Ep

この条件は、橋脚の重量が上部工の重量に比して充分小さい場合、図−3.2.26における免震装置、橋脚のスケルトンの影をつけた面積が免震装置の方が橋脚よりも大きいことを意味する。この関係が成立する時、橋脚の3次剛性Kyが免震装置の2次剛性K2より小さく橋脚の降伏荷重Pyよりも免震装置の降伏荷重qdが小さい一般的な設計においては免震装置の最大変位Uiと橋脚の最大変位UBの間に次式の関係が成立する。



図−3.2.26 スケルトン上でのエネルギーバランス

$$Ui \ > \ Up \qquad (3.2.18)$$

(3.2.18)式は、免震装置の最大塑性率νと橋脚の最大塑性率μを用いて次式のように表すことができる。

$$\nu \geq \frac{K_1 - K_2}{K_p} \left(\frac{p_y}{q_d} \right) \mu \qquad (3.2.19)$$

(3.2.19)式に対し前節の(3.2.7)式(3.2.15)式等の関係を代入すれば、次式の条件式が得られる。

$$q_d < \frac{2K_p}{K_2 + K_p} p_y - w k_{hc} \qquad (3.2.20)$$

さらに免震装置の2次剛性K2が橋脚の降伏値剛性Kpに比較して充分小さい場合は(3.2.20)式は(3.2.8)式のように簡略化される。

(13) まとめ

①免震橋梁の振動性状は、保有水平耐力レベルで橋脚、免震装置が非線形となり、橋脚が4程度になっても1次モードが卓越することが確認された。

②免震橋梁の履歴吸収エネルギーの時刻歴変化の検討から、橋脚の最大変位時と地震終了時刻での橋脚へのエネルギー分配率は深く関係していることが解った。この関係からつぎのことが明らかになった

i)橋脚の最大変位時の橋脚への履歴吸収エネルギーの分配率が0.5以下であれば、地震終了時の分配率は最大変位時の分配率より小さくなり、このような場合橋脚への地震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。

ii)橋脚の最大変位時の橋脚への履歴吸収エネルギー分配率が0.5を越える場合は地震終了時の分配率は橋脚最大変位時のその値とほぼ等しい。

③橋脚最大変位時の橋脚へのエネルギー分配率と橋脚の最大塑性率の関係を検討した結果より、橋脚の最大塑性率2以下であれば最大変位時のエネルギー分配率は0.5以下となることが解った。

④上記の結果より、橋脚の最大塑性率が2以下で設計すれば地震継続時間中の橋脚の損傷を軽減できると考えられる。

⑤橋脚の最大変位時と地震終了時刻における系への総履歴吸収エネルギーを検討した結果より、これらのエネルギーはモデルの基本的特性値と入力地震波によって定まり、橋脚の最大塑性率によってほとんど変化しないことが解った。

⑥地震時保有水平耐力レベルにおいて免震橋梁の橋脚に作用する水平力は、橋脚の最大塑性率が2.0を越える場合は、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）による等価水平力の評価が、動的解析結果より過小となる可能性がある。このような危険性を回避するために2種類の簡易条件式にもとづく対策法を提案した。

＜参考文献＞

1)建設省土木研究所；道路橋免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その2）、平成3.7

2)Penzen, J.;Elasto-plastic response of idealized multi-story structures subjected to a strong motion earthquake, Proc. of 2nd WCEE, 1960

3)小山達彦、川島一彦、長谷川金二；等価エネルギー法の適用性に関する検討、第18回土木学会地震工学研究発表会、1985

4)Veletsos, A. and Newmark, N. M.;Effect of inelastic behavior on response of simple system to earthquake motion, Proc. of 2nd WCEE, 1960

5)（財）日本道路協会；道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成2年2月

6)家村浩和、山田善一、William tanzo、野村武司；橋梁における免震支承の地震入力エネルギー分担率、第21回土木学会地震工学研究発表会、平成3年

3.2.5　曲線免震橋の地震入力方向に関する検討

(1) 検討概要

昨年度行った検討結果から、曲線免震橋の最大応答値が地震入力方向により変化することが示された。本年度はこれを受けて、時刻歴応答解析による照査においてどの方向に地震入力を与えるべきか検討した。地震入力方向は、下部構造および免震装置の照査方向における地震力が最大となるような方向に選ばなければならない。ここでは、矩形断面の直交する断面主軸２方向に別途照査を行う場合、円形断面で断面主軸方向が定まらない場合を対象に検討を行う。矩形断面で断面主軸と異なる方向の地震外力に対する照査、すなわち橋脚の２軸曲げや免震装置の斜め方向からのせん断力を考慮する場合については、今後の検討課題として残されている。本節における検討の概要は以下のとおりである。

①非線形解析を行う場合の、下部構造や免震装置の照査方向へ最大の地震力を与える地震入力方向の提示

②等価線形化手法による場合に、水平直交２方向の別途地震入力による解析から任意方向の最大応答値を合成する方法の提示

③免震装置の２方向のモデル化

④モデル橋梁の地震応答解析による、提示した地震入力方向の妥当性の検討

⑤今後の課題

⑥まとめ

(2) 非線形解析における地震動入力方向

地震動入力方向は、下部構造や免震装置の照査方向の応答値が最大となるような方向に選ばなくてはならない。ここでは、矩形断面の直交する断面主軸２方向に別途照査を行う場合、円形断面で断面主軸方向が定まらない場合を考える。(3)で述べるように、免震装置を等価線形要素でモデル化する場合は、水平直交２方向への別途地震入力による解析を行い、その重ね合わせから上述の方向の最大応答値が得られる。したがって、以下に示す地震入力方向は非線形解析に関するものである。

i)　矩形断面の主軸２方向に照査する場合

通常、下部構造や免震装置の設計、照査は直交する断面主軸２方向に別途に行われる。昨年度の検討結果から、免震曲線橋では地震入力方向とほぼ同じ方向で地震力の最大値をとることが示されているので、入力地震波の最大加速度を地震入力方向によらず一定値とするならば、各断面主軸方向に地震入力方向をとればよいと考えられる。曲線橋では各下部構造の断面主軸方向はそれぞれ別方向を向いているから、解析数は（2×下部構造数）となる。

各下部構造の断面主軸２方向を、それぞれの位置における上部構造の接線方向と法線方向で呼ぶことにする。このような地震入力を用いる場合の解析の手順は以下のとおりであり、フローを図－3.2.27に示す。

①　橋梁全体を３次元骨組み構造でモデル化する。

②　図－3.2.28(a)に示すように、ｉ橋脚の接線方向に地震入力を与えて橋梁全体の時刻歴応答解析を行

なう。解析結果から、着目しているｉ橋脚の接線成分の時刻歴応答 $r_{i,TT}(t)$ だけを取り上げ、時間に関する最大値、すなわち

$$R_{i,T} = \max \{ | r_{i,TT}(t) | \} \text{ for } t \qquad (3.2.21)$$

をとり、これをｉ橋脚の接線方向への地震外力とする。

③　図－3.2.28(b)に示すように、②と同じｉ橋脚の法線方向へ地震入力を与えて別途解析を行う。今度は、ｉ橋脚法線成分の時刻歴応答 $r_{i,NN}(t)$ の時間に関する最大値、すなわち

$$R_{i,N} = \max \{ | r_{i,NN}(t) | \} \text{ for } t \qquad (3.2.22)$$

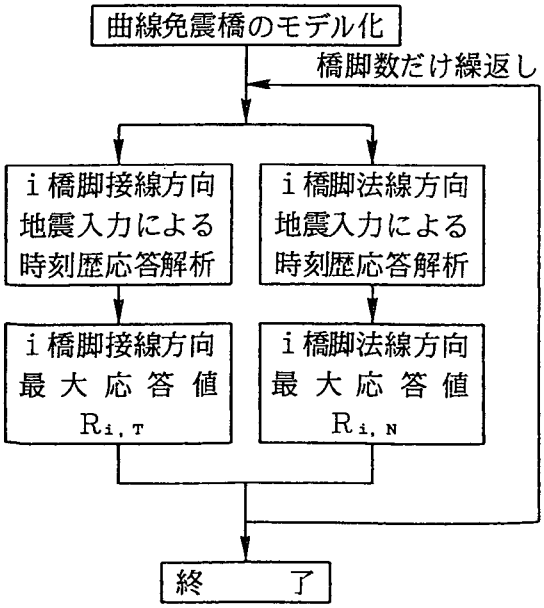
をとり、これをｉ橋脚の法線方向への地震外力とする。

④　②、③で示した解析を全橋脚に対して行なうことにより、求める全ての地震外力を得る。

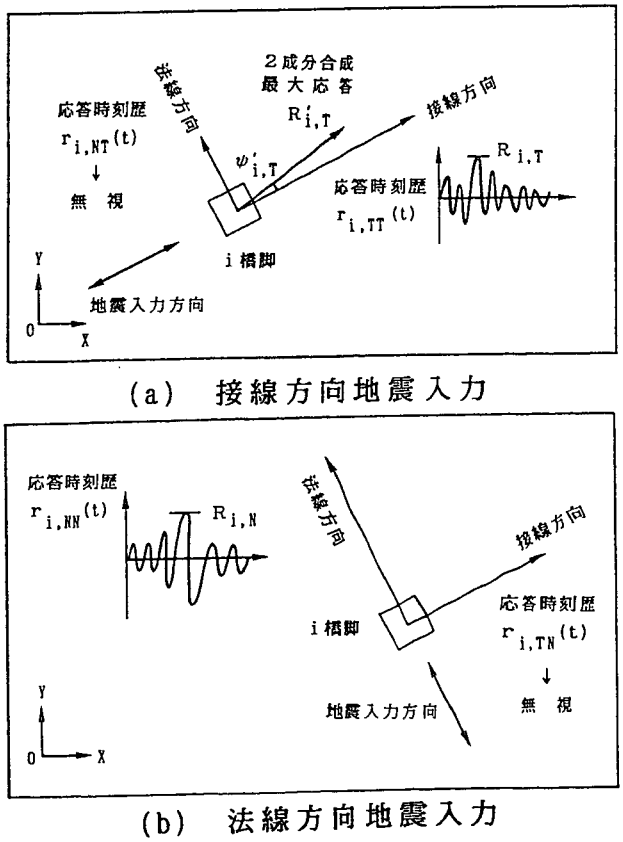
ところで、②で示したｉ橋脚接線方向地震入力による解析では、その法線成分の時刻歴応答 $r_{i,NT}(t)$ も生じるはずであり、接線成分と法線成分で合力ベクトルを成す。この合力の絶対値の時間に関する最大値、すなわち

$$R'_{i,T} = \max \{ ((r_{i,TT}(t))^2 + (r_{i,NT}(t))^2)^{1/2} \} \text{ for } t \qquad (3.2.23)$$

をとれば、これは一般に式(3.2.①)から得られる $R_{i,T}$ とは異なる。また、式(3.2.23)において最大値をとる時刻を t'_{max} とすれば、合力ベクトルの最大値 $R'_{i,T}$ の向き $\phi'_{i,T}$ は、



図－3.2.27　矩形断面の主軸２方向の最大応答値を求める非線形解析フロー



図－3.2.28　矩形断面の主軸２方向の最大応答値を求める非線形解析の地震入力方向

$$\phi'_{i,T} = \tan^{-1}\{r_{i,NT}(t'_{max}) / r_{i,TT}(t'_{max})\} \quad (3.2.24)$$

で与えられ、一般にゼロとならない。つまり、接線方向に地震入力を与えても、合力の最大値方向は、最大値を求めるべき接線方向とはならない。逆にみれば、接線方向の最大応答値を与える地震入力方向は、接線方向でないと考えられる。上述の方法は、このような方向の違いが最大応答値そのものに及ぼす影響は小さいものとして無視している。この誤差については、モデル橋梁に対して実際に解析を行い、その結果を(5)で示す。

ii) 円形断面で断面主軸が定まらない場合

円形断面の下部構造や免震装置の場合、断面主軸方向を特定できないので、地震入力方向を変えたときに最大となる地震外力に対して照査しなければならない。そのような地震入力方向があらかじめ推定できるとするならば、図－3.2.29のフローにしたがい、以下の手順で解析を行う。

① 橋梁全体を3次元骨組み構造でモデル化する。

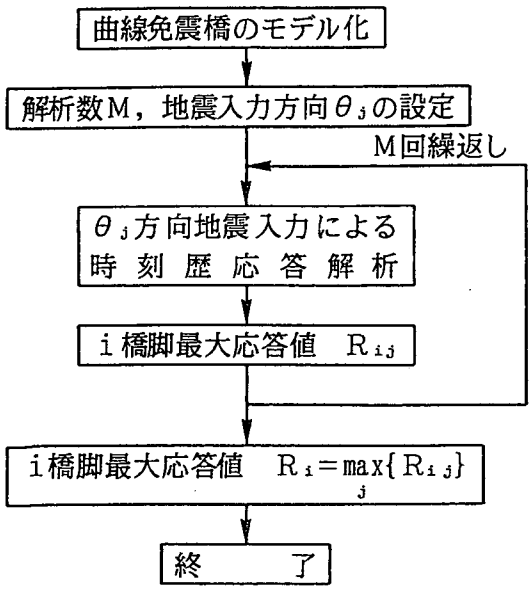
② 解析数Mと、地震入力方向θ_jを設定する。

③ 図－3.2.30に示すように、②で推定したθ_j方向に地震入力を与えて橋梁全体の時刻歴応答解析を行う。解析結果から、i橋脚の接線および法線成分の時刻歴応答$r_{i,T\theta_j}(t)$、$r_{i,N\theta_j}(t)$の合力の時間に関する最大値、すなわち

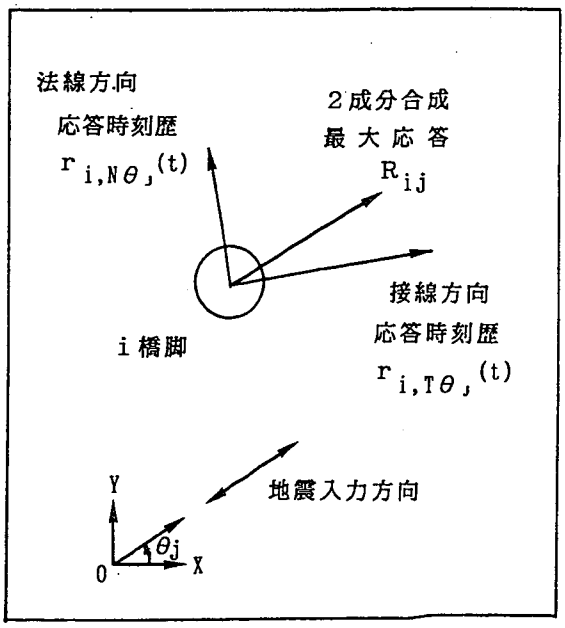
$$R_{ij} = \max\{((r_{i,T\theta_j}(t))^2+(r_{i,N\theta_j}(t))^2)^{1/2}\} \text{ for } t \quad (3.2.25)$$

を計算する。

④ ③の解析を②で設定した解析数Mだけ繰り返し、橋脚ごとに地震入力方向を変えた場合の最大応答値R_iを次式により求める。



図－3.2.29 円形断面の最大応答値を求める非線形解析フロー



図－3.2.30 円形断面の最大応答値を求める非線形解析の地震入力方向

$$R_i = \max_j \{R_{ij}\} \qquad (3.2.26)$$

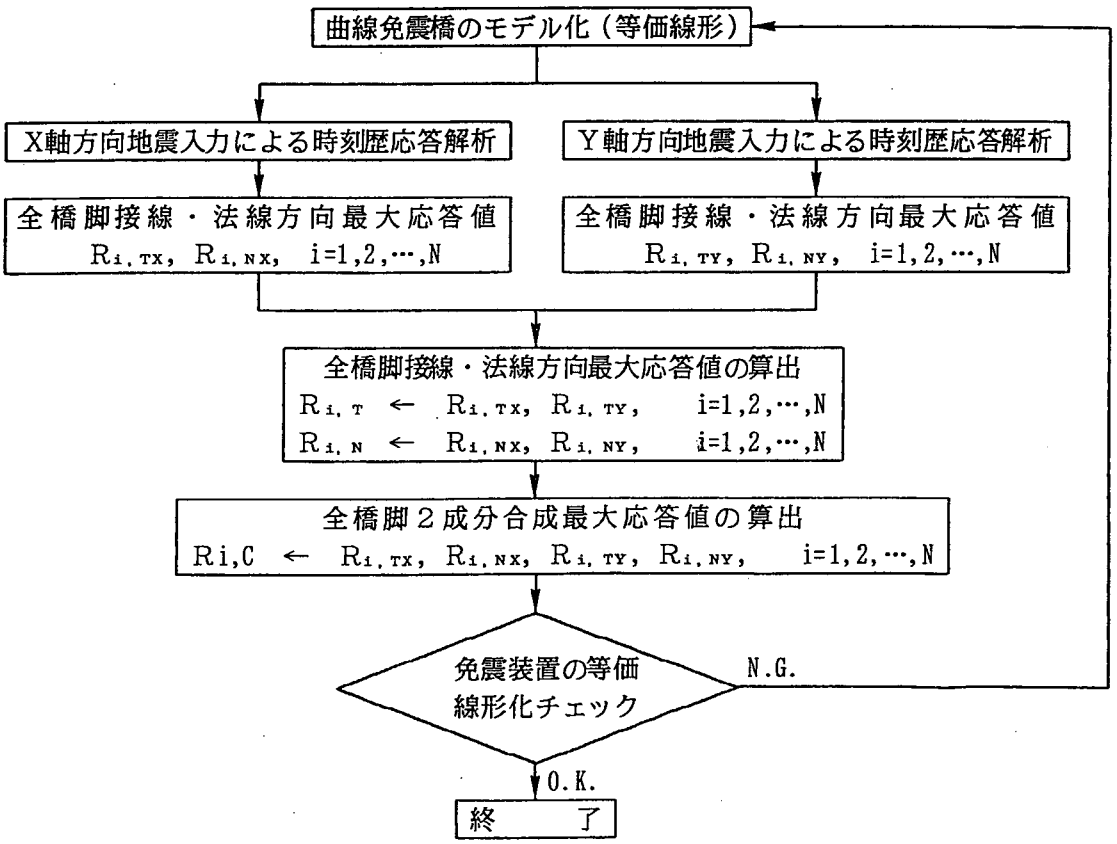
ところで、手順②で各橋脚ごとに地震入力方向を推定しなければならないが、その1方法として、(3)で示す等価線形化手法を用いた解析を予備解析として事前に行っておくことが考えられる。また、(5)で後述するが、モデル橋梁に対して地震入力方向を変えた解析を行って、最大地震力を与える地震入力方向を特定できないか検討する。それによると、橋梁円弧の中心角が90°以下の場合には、図－3.2.42(b)に示すような地震入力方向をとった2回の解析で十分であるといえる。

(3) 等価線形化手法を用いた免震曲線橋の解析方法

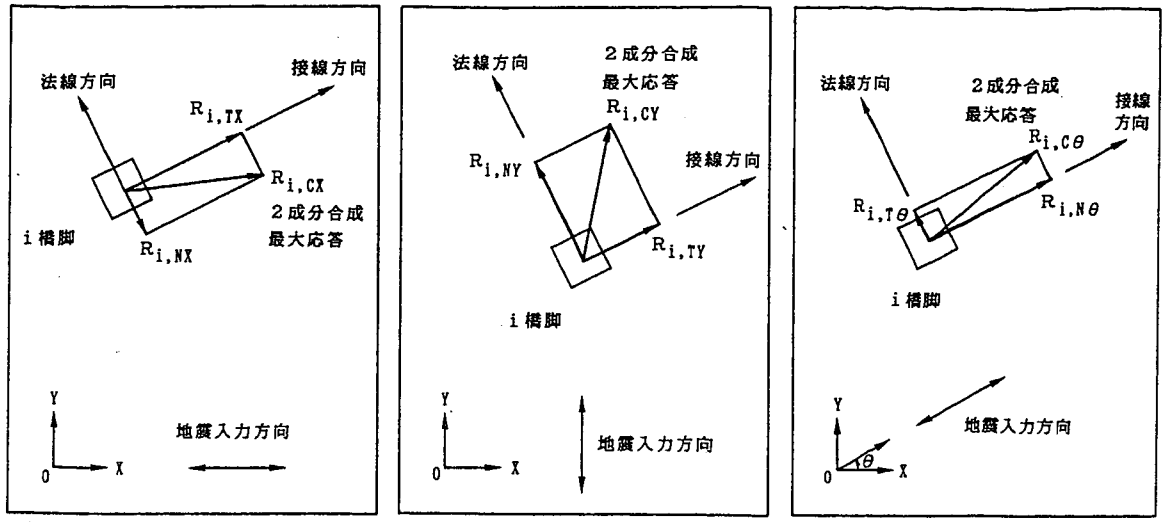
(2)では免震装置を非線形せん断バネ要素でモデル化する場合の地震入力方向のとり方を示したが、免震装置を等価線形化手法を用いてモデル化する場合には、重ね合わせをとることができるので、水平直交2方向に地震動入力を与えて別途時刻歴応答解析を行い、2解析の結果を合成することにより、(2)の方法により得られる最大応答値に対応するものが得られる。

図－3.2.31のフローにしたがい、以下の手順で解析を行う。

① 各免震装置をそれぞれの位置における接線方向と直角方向とに等価線形バネ要素として表現し、橋梁全体を3次元骨組み構造でモデル化する。



図－3.2.31　水平直交2方向別途地震入力による等価線形解析フロー



(a) X軸方向地震入力　　(b) Y軸方向地震入力　　(c) 仮想のθ方向地震入力

図－3.2.32　等価線形解析における地震入力方向

② 図－3.2.32(a)に示すように、全体座標系のX軸方向に地震入力を与えた時刻歴応答解析を行い、全橋脚の接線および法線方向の時刻歴応答を得る。ここで、i橋脚の接線および法線成分の時刻歴応答をそれぞれ$r_{i,TX}(t)$、$r_{i,NX}(t)$と表記する。これらの合力を求め、その時間に関する最大値、すなわち

$$R_{i,CX} = \max \{((r_{i,TX}(t))^2+(r_{i,NX}(t))^2)^{1/2}\} \quad \text{for} \quad t \tag{3.2.27}$$

を計算し、この合力が最大となる時刻を$t_{i,CX}$とする。時刻$t = t_{i,CX}$における接線および法線成分をそれぞれ、$R_{i,TX}$、$R_{i,NX}$とおく。すなわち、

$$R_{i,TX} = r_{i,TX}(t_{i,X}), \quad R_{i,NX} = r_{i,NX}(t_{i,X}) \tag{3.2.28}$$

このような手順により、全橋脚について$R_{i,TX}$、$R_{i,NX}$を求めておく。

③ 図－3.2.32(b)に示すようにY軸方向に地震入力を与えて別途時刻歴応答解析を行う。②と同様な方法により、最大合力$R_{i,CY}$をとる時刻$t_{i,CY}$の接線および法線方向の応答値$R_{i,TY}$、$R_{i,NY}$を全橋脚について求める。

④ ②および③で求めた接線および法線方向の応答値を合成して、地震入力方向を変えて得られる各断面主軸方向の最大応答値を求める。

ここで、X軸およびY軸方向に別途地震入力を行った際に、i橋脚の最大合力が同時刻に起こると仮定する。すなわち、

$$t_{i,CX} = t_{i,CY} = t_{i,max} \tag{3.2.29}$$

図－3.2.32(c)に示すような任意のθ方向の地震入力を行うことを想定した場合、最大合力$R_{i,C\theta}$をとる時刻$t_{i,max}$における接線方向成分$R_{i,T\theta}$は、X軸およびY軸方向地震入力時の接線方向の応答値の重ね合わせとして、次式のように表すことができる。

$$\begin{aligned} R_{i,T\theta} &= R_{i,TX}\cos\theta + R_{i,TY}\sin\theta \\ &= (R_{i,TX}^2 + R_{i,TY}^2)^{1/2}\cos(\theta+\phi_{i,T}) \end{aligned} \tag{3.2.30}$$

ここに、

$$\phi_{i,T} = \tan^{-1}(-R_{i,TY}/R_{i,TX}) \qquad (3.2.31)$$

したがって、地震入力方向θを変化させたときのi橋脚接線成分の最大応答値$R_{i,T}$は次式により得られる。

$$R_{i,T} = \max\{|R_{i,T\theta}|\} \text{ for } \theta$$
$$= (R_{i,TX}^2+R_{i,TY}^2)^{1/2}, \quad \text{at } \theta=\theta_{i,T}=-\phi_{i,T} \qquad (3.2.32)$$

同様に、θ方向地震入力時における最大合力$R_{i,C\theta}$をとる時刻$t_{i,max}$における法線成分$R_{i,T\theta}$は、

$$R_{i,N\theta} = R_{i,NX}\cos\theta+R_{i,NY}\sin\theta$$
$$= (R_{i,NX}^2+R_{i,NY}^2)^{1/2}\cos(\theta+\phi_{i,N}) \qquad (3.2.33)$$
$$\phi_{i,N} = \tan^{-1}(-R_{i,NY}/R_{i,NX}) \qquad (3.2.34)$$

で与えられるから、地震入力方向θを変化させたときのi橋脚法線成分の最大応答値$R_{i,N}$は次式により得られる。

$$R_{i,N} = \max\{|R_{i,N\theta}|\} \text{ for } \theta$$
$$= (R_{i,NX}^2+R_{i,NY}^2)^{1/2}, \quad \text{at } \theta=\theta_{i,N}=-\phi_{i,N} \qquad (3.2.35)$$

式(3.2.32)および式(3.2.35)の計算を全橋脚に対して行えば、求める断面主軸方向の応答値が全て得られる。

⑤ ②および③で求めた接線および法線方向の応答値を合成して、地震入力方向を変えて得られる各橋脚の最大合力を求める。③と同様に最大合力の生じる時刻の同時性を仮定すれば、任意の方向θに地震入力を与えたときの最大合力は、式(3.2.30)および式(3.2.33)でそれぞれ与えられる接線および法線成分$R_{i,T\theta}$、$R_{i,N\theta}$を次式のように合成して求められる。

$$R_{i,C\theta} = (R_{i,T\theta}^2+R_{i,N\theta}^2)^{1/2}$$
$$= [[R_{i,TX}^2+R_{i,TY}^2+R_{i,NX}^2+R_{i,NY}^2+\{(R_{i,TX}^2-R_{i,TY}^2+R_{i,NX}^2-R_{i,NY}^2)^2$$
$$+4(R_{i,TX}R_{i,TY}+R_{i,NX}R_{i,NY})\}^{1/2}\cos(2\theta+\phi_i)]/2]^{1/2} \qquad (3.2.36)$$

ここに、

$$\phi_i = \tan^{-1}\frac{-2(R_{i,TX}R_{i,TY}+R_{i,NX}R_{i,NY})}{(R_{i,TX}^2-R_{i,TY}^2+R_{i,NX}^2-R_{i,NY}^2)} \qquad (3.2.37)$$

したがって、地震入力方向θを変化させたときのi橋脚の最大合力$R_{i,C}$は次式により得られる。

$$R_{i,C} = \max\{|R_{i,C\theta}|\} \text{ for } \theta$$
$$= [[R_{i,TX}^2+R_{i,TY}^2+R_{i,NX}^2+R_{i,NY}^2+\{(R_{i,TX}^2-R_{i,TY}^2+R_{i,NX}^2-R_{i,NY}^2)^2$$
$$+4(R_{i,TX}R_{i,TY}+R_{i,NX}R_{i,NY})\}^{1/2})]/2]^{1/2},$$
$$\text{at } \theta=\theta_i=-\phi_i/2 \qquad (3.2.38)$$

式(3.2.38)の計算を全橋脚に対して行えば、求める最大合力が全て求まる。

⑥ 解析から得られた免震装置の相対変位を①で仮定したものと比較し、大きく異なる場合には等価線

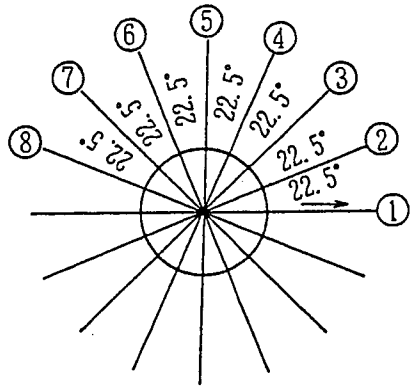
形化し直して、②に戻り再び解析を行う。仮定値と解析値が一致したところで全ての解析を終える。

(4) 免震装置の水平2方向のモデル化

曲線免震橋の時刻歴応答解析は3次元解析となるから、免震装置は水平2方向にモデル化しなければならない。非線形せん断バネ要素を用いる場合と、等価線形バネ要素を用いる場合について、モデル化の方法を以下に示す。

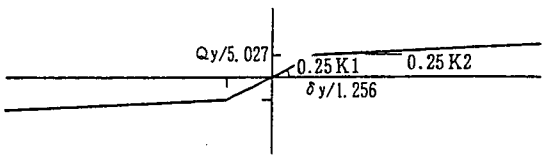
i) 非線形せん断バネ要素

水平面内全方向に等しい弾塑性型復元力特性を与える免震装置のモデル化の1つに、ＭＳＳ (Muliple Shear Spring) 要素があり、免震建築物の時刻歴応答解析に多く用いられている。いま、図－3.2.33(c)に破線で示すバイリニア型の復元力特性をもつ免震装置を考える。同図(a)のように水平面内で等間隔 (22.5°) に向きを変えた8方向に、それぞれ同図(b)に示すバイリニアのせん断バネ要素を配置すると、例えばバネ要素が配置された方向には同図(c)の実線に示す復元力特性が得られ、バネとバネの間の方向もこれとほぼ同じ特性が得られる。ＭＳＳ要素はこのように全ての方向に等しい骨格曲線を与えるという意味では方向性が小さなモデル化といえるが、ある方向に塑性域に及ぶ変位が生じたときに、その直角方向では弾性域にあり、一旦大きな変形が生じるとその方向に変形を持続する傾向を示す。このような意味では強い方向性をもつモデル化といえ、2方向のモデル化としての精度は確認されていないようである。

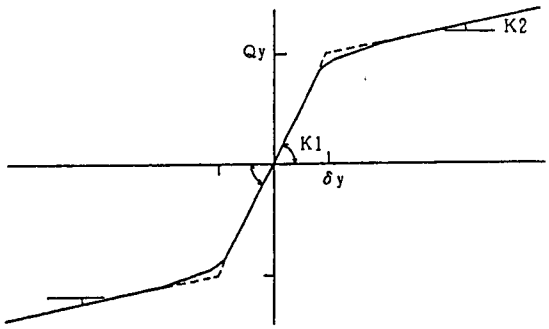


K①＝K②＝K③＝K④＝K⑤
＝K⑥＝K⑦＝K⑧

(a) ＭＳＳ要素のバネの配置



(b) 各バネの復元力特性



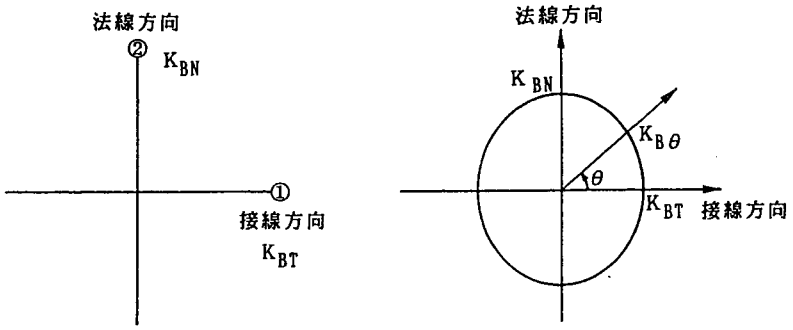
(c) ＭＳＳ要素の復元力特性

図－3.2.33 ＭＳＳ非線形要素の概要

ii) 等価線形せん断バネ要素

等価線形せん断バネ要素を用いる場合には、水平直交2方向にそれぞれバネ軸をとればよいと考えられる。いま、図－3.2.34(a)に示すようにバネ軸として接線および法線方向を選び、それぞれの方向の相対変位を仮定し、等価剛性をK_{BT}およびK_{BN}とする場合を考える。接線方向からθだけ回転した方向の等価剛性$K_{B\theta}$は、

$$K_{B\theta} = K_{BT}\cos^2\theta + K_{BN}\sin^2\theta \qquad (3.2.39)$$



(a) 2方向等価線形バネの配置　　(b) 等価剛性の方向性

図－3.2.34 水平直交2方向等価線形要素の概要

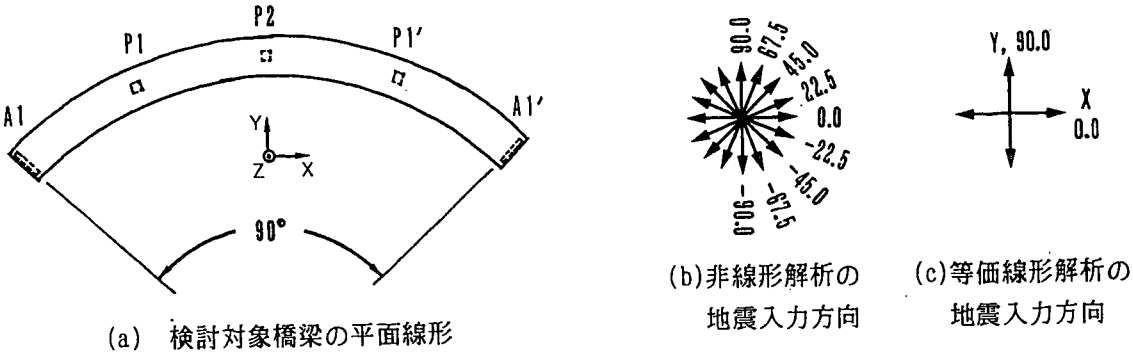
となり、方向別の等価剛性は図－3.2.34(b)に示すように、どの方向にも柔らかくモデル化される。

(5) モデル橋梁による地震入力方向の検討

i) 検討概要

(2)(3)で述べた地震入力方向を検討するために、1つのモデル橋梁について時刻歴応答解析を行なった。図－3.2.35に解析概要を示す。検討対象橋梁[1]は、円弧状の平面線形をもつ4径間連続ＰＣ桁橋で、円弧の中心角は90°である。また、橋台2基と正方形断面の橋脚3基で、等間隔に上部構造を支持している。地震レベルは地震時保有水平耐力法レベルを想定し、非線形解析および等価線形解析を行った。地震入力方向は、非線形解析では各断面主軸方向に一致するように22.5°づつ方向をずらした計9方向、等価線形解析では全体座標系のＸ、Ｙ軸2方向にとった。

免震装置のモデル化は、非線形解析では前述のＭＳＳ要素、等価線形解析では接線および法線方向に向けた2本の線形バネ要素によった。上下部構造は線形梁要素でモデル化し、上部構造は弾性時剛性、下部構造は降伏時剛性を用いた。ところで、正方形断面の橋脚については、水平面内に方向性をもたないモデル化となっており、計算過程では円形断面と等しく扱われている。



(a) 検討対象橋梁の平面線形　　(b)非線形解析の地震入力方向　　(c)等価線形解析の地震入力方向

図－3.2.35 モデル橋梁による地震応答解析概要

なお、解析は直接積分法により行い、数値積分はNewmark-β法（$\beta=1/4$）によった。入力波形には建設省土木研究所作成の修正開北橋記録（地震時保有水平耐力法レベル）を用いた。

解析結果は、以下の観点で整理する。

① 地震入力方向と断面主軸２成分の最大応答値の関係

② 地震入力方向と２成分合成した最大応答値の関係

③ ①、②における非線形解析と等価線形解析の結果の比較（ただし、(4)で述べたように、免震装置の２方向に対するモデル化という点で、非線形解析に用いたＭＳＳ要素が等価線形要素よりも実際の免震装置の挙動に近いモデル化であるかは不明確であるから、非線形解析を正解とはしない）

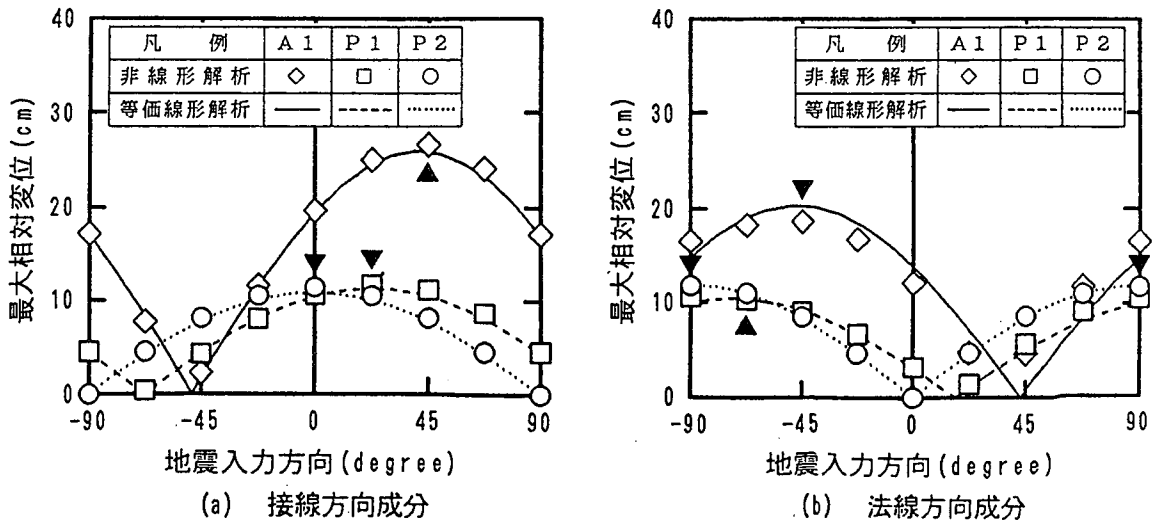
また、最大応答値として、免震装置の最大相対変位、最大せん断力および下部構造基部の最大曲げモーメントに着目する。

ii) 地震入力方向と断面主軸２成分の最大応答値の関係

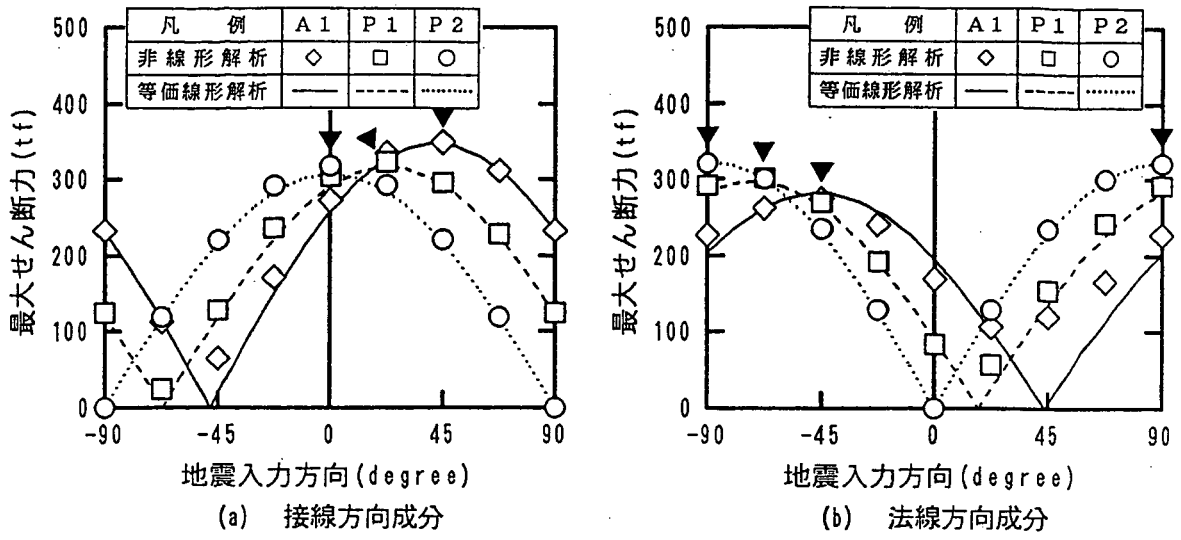
まず、非線形解析の結果について考察する。図－3.2.36は、地震入力方向と免震装置の接線方向および法線方向の最大相対変位の関係を示したものである。非線形解析（図中◇□○印）は、(2)で述べた方法に従って、地震入力方向を変えて行った各解析での各断面主軸成分の時刻歴最大値を示している。

同図(a)に示すＡ１、Ｐ１およびＰ２の接線成分の応答変位が最大となるのは、それぞれの接線方向（それぞれ45.0、22.5および0.0° 方向）へ地震入力を与えた場合である（図中▼印）。同様に、同図(b)に示すＡ１、Ｐ１およびＰ２の法線成分の応答値が最大となるのは、それぞれの法線方向（それぞれ-45.0、-67.5および-90.0° 方向）へ地震入力を与えた場合である。また、真の最大応答値を与える地震入力方向がそれぞれの主軸方向からずれていたとしても、プロットされた点の変化の様子から判断して、最大値そのものは大きく変わらないと思われる。したがって、(2)のi)で述べたように、矩形断面の主軸方向の応答値を得るには、その方向に地震入力方向をとれば良いといえる。

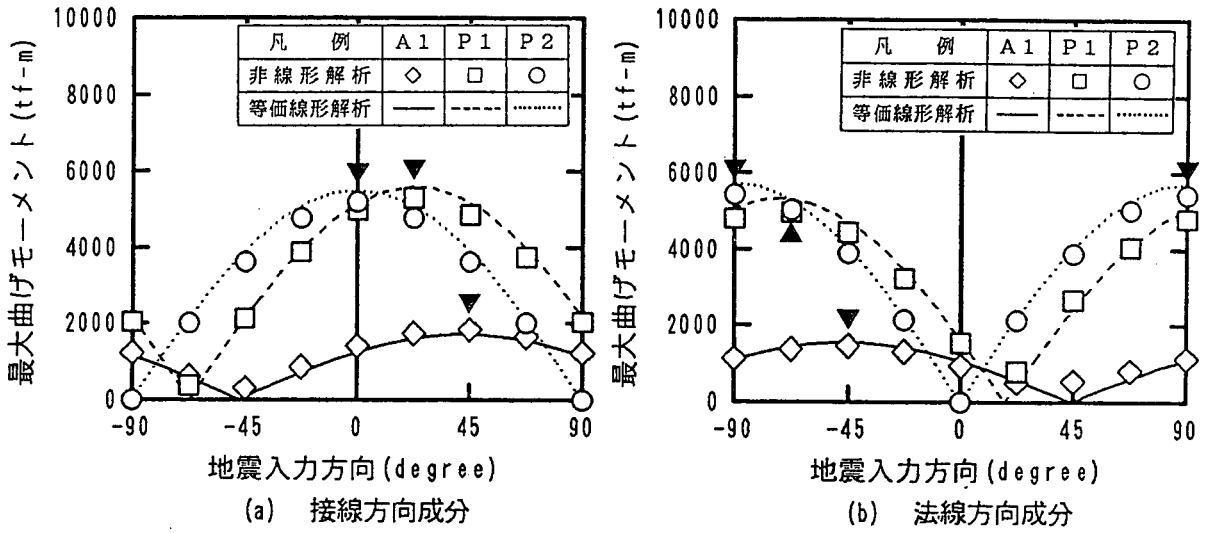
図－3.2.37は地震入力方向と免震装置２成分の最大せん断力の関係、図－3.2.38は地震入力方向と下部構造基部２成分の最大曲げモーメントの関係を示すが、これらについても免震装置の相対変位と同様に、



図－3.2.36　地震入力方向と主軸２成分の免震装置最大相対変位の関係



図－3.2.37　地震入力方向と主軸２成分の免震装置最大せん断力の関係



図－3.2.38　地震入力方向と主軸２成分の下部構造基部最大曲げモーメントの関係

各主軸方向に地震入力を与える場合に、その成分の最大応答値を与えている。

次に、図－3.2.36～38において実線、破線および点線でプロットされている等価線形解析による結果についてみる。これは、(3)で述べた方法に従って、直交２方向の解析結果から式(3.2.30)、(3.2.33)により計算したもので、地震入力方向を変えたときに、２成分の合成値が最大となる時刻の各主軸成分を示している。断面主軸方向とその成分の最大応答を与える地震入力方向との角度差は非常に小さく（Ｐ１橋脚法線方向の免震装置の相対変位およびせん断力を求める場合が最も角度差が大きかったが、高々5°の違い）、前述の非線形解析における地震入力方向の与え方を支持する結果となっている。

表－3.2.7は、地震入力方向を変えて得られる各断面主軸成分の最大応答値について、非線形解析と等価線形解析を比較して示したものである。免震装置の相対変位、せん断力および下部構造基部の曲げモーメントのいずれについても、非線形解析と等価線形解析から得られる主軸成分の最大値の違いは６％以内と

表－3.2.7　断面主軸成分の最大応答値に関する非線形解析と等価線形解析の比較

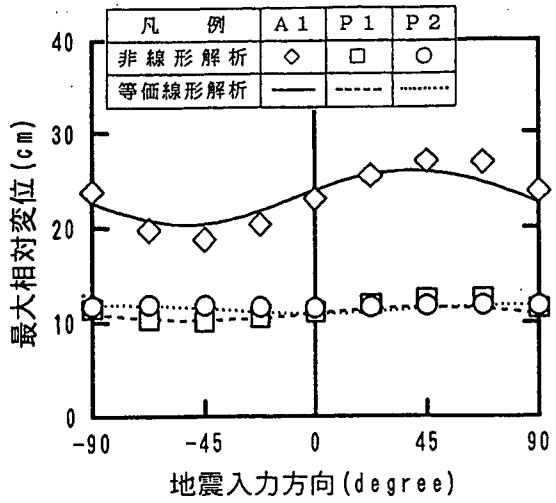
		接線方向			法線方向		
		A1	P1	P2	A1	P1	P2
免震装置相対変位（cm）	非線形解析	26.64	11.80	11.46	18.58	10.55	11.76
	等価線形解析	25.94	11.34	10.88	20.25	10.43	11.87
	非線形／等価線形	1.027	1.041	1.053	0.917	1.012	0.991
免震装置せん断力（tf）	非線形解析	349.0	322.3	317.6	273.2	300.6	321.5
	等価線形解析	342.9	316.8	308.3	284.6	297.0	321.9
	非線形／等価線形	1.018	1.017	1.030	0.960	1.012	0.999
下部構造基部曲げモーメント(tf－m)	非線形解析	1822	5309	5193	1455	4969	5427
	等価線形解析	1697	5595	5502	1537	5322	5718
	非線形／等価線形	1.074	0.949	0.944	0.947	0.934	0.949

なっている。免震装置の応答値に関しては、接線成分では非線形解析の方が大きな最大値を与え、法線方向ではＰ１橋脚を除いて等価線形解析の方が大きな最大値を与えている。また、下部構造基部の曲げモーメントに関しては、Ａ１の接線方向を除いて非線形解析よりも等価線形解析の方が大きな最大値をあたえている。また、接線成分と法線成分の最大値を比較すると、Ａ１、Ｐ１では接線成分、Ｐ２橋脚ではほとんど変わらない。これらの傾向については、次のiii)でまとめて述べる。

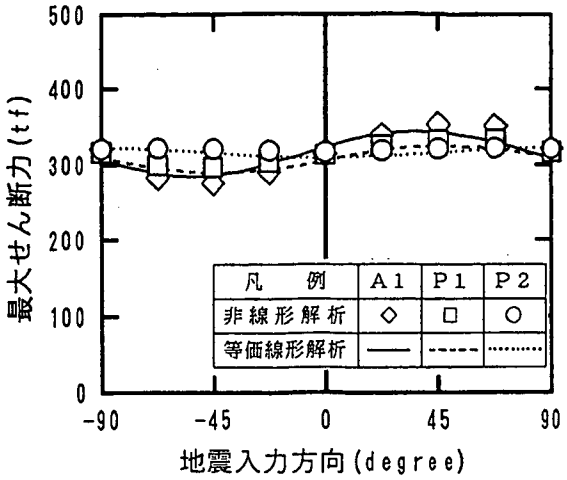
iii）地震入力方向と２成分合成最大応答値の関係

図－3.2.39～41は、それぞれ地震入力方向と２成分合成した免震装置の最大相対変位、最大せん断力、下部構造基部の最大曲げモーメントの関係を示したものである。また、表－3.2.8に、地震入力方向を変えたときの最大応答値とそのときの地震入力方向、および最大値と平均値の比を示す。

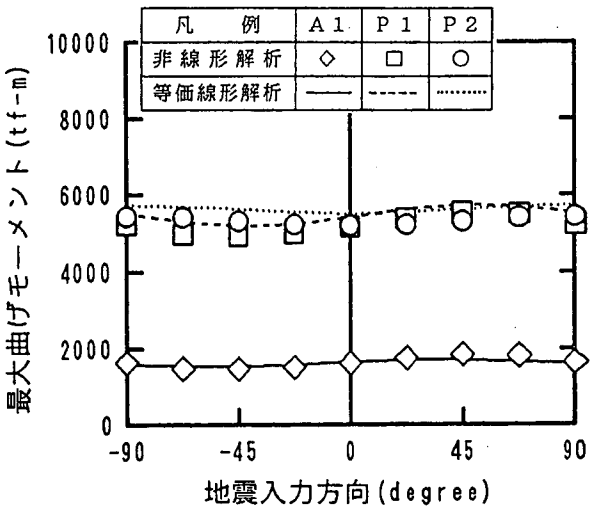
まず、地震入力方向を変えたときの２成分合成した免震装置の最大応答値を、非線形解析と等価線形解析とで比較すると最大8%の違いがあり、非線形解析の方が等価線形解析より大きな値となっている。例えば45.0° 方向入力を与えた場合の免震装置のせん断力が最大となる時刻について考えてみる。モデル橋梁のＡ１'およびＰ１'の最大せん断力は、モデルの対称性から（図－3.2.35）、それぞれ図－3.2.40の-45.0° 方向地震入力時のＡ１およびＰ１の最大せん断力と等しいので、最大せん断力が大きい方から並べるとＡ１、Ｐ１、Ｐ２、Ｐ１'、Ａ１'の順になる。(4)で述べたように、非線形解析に用いたＭＳＳ要素は、ここで行った１方向に励起するような外力に対しては等価線形要素と比較して強い方向性を示し、せん断力の分担が大きなところでは等価線形要素より大きくせん断力を見積り、分担の小さなところではより小さく見積ると考えられ、このことが上述の非線形解析と等価線形解析の最大値の違いの原因と思われる。次に、下部構造基部の曲げモーメントについてみると、背の低い（4.5m）Ａ１橋台では免震装置のせん断力で与えられる上部構造慣性力が支配的と考えられ、免震装置の応答値と同じ傾向を示している。一方、背の高い（15.0m）Ｐ１およびＰ２橋脚では橋脚自体の高振動数領域での慣性力の評価の違いが現われてい



図－3.2.39　地震入力方向と免震装置の２成分合成最大相対変位



図－3.2.40　地震入力方向と免震装置の２成分合成最大せん断力



図－3.2.41　地震入力方向と下部構造基部の２成分合成最大曲げモーメント

ると考えられ、曲線橋特有の現象でないことは、図－3.2.38で２成分いずれの最大曲げモーメントも、地震入力方向によらず等価線形解析の方が非線形解析よりも大きいことからもわかる。

さて、地震入力方向を変えたときの応答値の変化は非線形解析と線形解析、応答値の種類によって異なるが、その概略傾向を整理すると、地震入力方向による変化が大きいのはＡ１、Ｐ１、Ｐ２の順であり、最も変化が大きなＡ１における最大値と平均値の比は、免震装置の相対変位で1.13程度、同じくせん断力で1.10程度、基部曲げモーメントで1.08程度である。また、それぞれの位置で最大値をとる方向はＡ１で40～50°、Ｐ１で50～70°、Ｐ２で約90°である。これらの関係を模式 的に示せば、図－3.2.42(a)のようになる。橋梁軸の円弧に沿った破線で示す曲線が地震入力方向による変化の大きさを表し、両矢印で示す方向がそれぞれの位置において最大応答となる地震入力方向である。地震入力方向による変化がないＰ２を除けば、矢印の方向は各位置において、法線方向よりはむしろ接線方向に近い。このモデル橋梁の場合、図－3.2.43(b)に両矢印で示す２方向（45.0°および－45°方向）に地震入力方向をとった２回（モデルの対称性を考えれば１回）の解析を行えば十分な精度で全下部構造位置の最大応答値が求まるといえる。いま、同図の座標軸のように、円弧状の平面線形をもつ免震曲線橋において、半径中心を原点にとり、円弧の弦の方向をＸ軸、その水平直交方向をＹ軸とする。モデル橋梁のように、Ｙ軸に対して対称な曲線橋の場合、地震入力方向

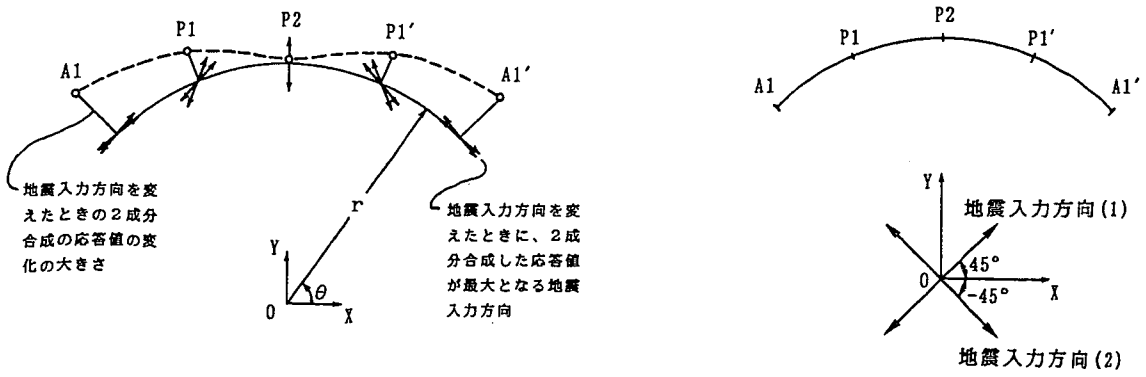
による応答値の変化が大きい、あるいは小さな位置、および各位置において最大応答値を与える地震入力方向は、その位置を極座標表示したときの角度θによって決まるのではないかと想像される。このことについては、さらに中心角を広げた曲線橋に関する検討が必要であり、今後の課題として残されている。

表－3.2.8　地震入力方向を変えたときの２成分合成最大応答値に関する非線形解析と等価線形解析の比較

		最大値　（最大値／平均値）*			最大値を与える地震入力方向**		
		A１	P１	P２	A１	P１	P２
免震装置相対変位（ｃｍ）	非線形解析	26.96 (1.168)	12.54 (1.113)	11.84 (1.013)	45.0°	67.5°	67.5°
	等価線形解析	25.95 (1.116)	11.57 (1.063)	11.87 (1.042)	38.5°	44.5°	90.0°
	非線形／等価線形	1.038	1.083	0.997			
免震装置せん断力（ｔｆ）	非線形解析	352.6 (1.119)	332.2 (1.056)	322.1 (1.007)	45.0°	67.5°	67.5°
	等価線形解析	343.2 (1.089)	324.4 (1.057)	321.9 (1.021)	37.4°	48.1°	90.0°
	非線形／等価線形	1.027	1.024	1.001			
下部構造基部曲げモーメント（ｔｆ－ｍ）	非線形解析	1840 (1.125)	5534 (1.063)	5427 (1.022)	45.0°	67.5°	90.0°
	等価線形解析	1701 (1.051)	5726 (1.049)	5718 (1.019)	35.6°	50.4°	90.0°
	非線形／等価線形	1.082	0.966	0.949			

*　２成分合成した時刻歴の最大応答値について、地震入力方向に関する最大値と平均値をとったもの

**　非線形解析については、最大値を与える地震入力方向は22.5°ピッチの値である



(a)　地震入力方向の影響度　　(b)　代表的な地震入力方向

図－3.2.42　モデル橋梁における地震入力方向の影響度と代表的地震入力方向

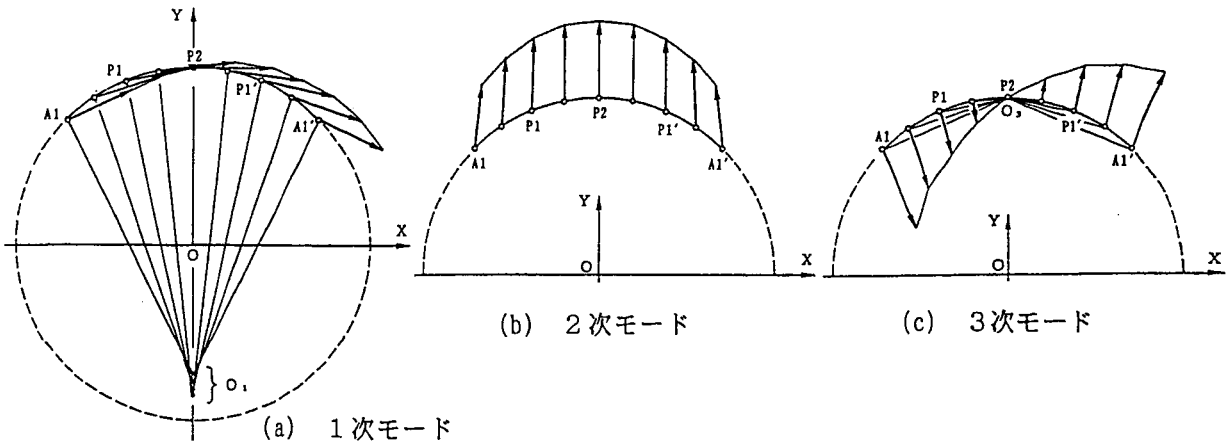
iv) モデル橋梁のモード解析結果

免震装置を等価線形化手法を用いてモデル化した場合のモード解析を行った。上部構造の振動に関して代表的な1～3次モードについて、解析結果を表－3.2.9にモード図を図－3.2.43に示す。2次モードはY軸方向の並進モード、1次および3次モードはX軸方向の並進と重心点回りの回転の連成モードとなっており、前者はY軸方向、後者はX軸方向の地震入力の刺激を受ける。これは、モデル橋梁は重心と剛心が、X軸方向では一致し、Y軸方向では偏心しているためと考えられる。また、モード図から、3モードとも上部構造の曲げ振動の影響がみられる。

曲線橋をはじめとして、構造的に3次元性を有する免震橋は、重心と剛心の偏心性、および上部構造の曲げ振動の影響を考慮して設計されることが望ましいと考えられる。

表－3.2.9　モデル橋梁のモード解析結果

モード次数	固有周期 (sec)	モード減衰 (%)	刺激係数 β_X	刺激係数 β_Y
1	1.428	14.2	1.066	0
2	1.426	14.0	0	1.142
3	1.146	15.9	-0.395	0



図－3.2.43　モデル橋梁のモード図（上部構造の水平面表示）

(6) 今後の課題

i)　地震入力方向と2成分合成最大応答値の関係の一般化

これまでの検討から、地震入力方向と水平2成分を合成した最大応答値の関係はかなり明確になってきた。しかし、これは円弧の中心角が90°の曲線橋に対するものでしかない。さらに中心角を広げた橋梁や重量分布や剛性分布が一様でない橋梁（異径間橋梁等）を含めた一般化は今後の課題として残されている。

ii)　入力地震動の水平面内における方向性

これまでの検討では、水平面内のどの方向にも一様な大きさの地震が入力されることを仮定している。

しかし、曲線橋の地震応答解析が3次元解析によらざるを得ないことを考えると、地震動の方向性は重要であり、このことを地震入力に反映するか否かで、解析結果に大きな差異が生じると思われる。ここでは、強震計で観測された加速度記録の方向性について検討した既往の研究成果を踏まえ、このような影響を免震曲線橋の時刻歴応答解析にどのように取り込めるかを概念的に整理する。

荒川ら[2)]は、水平面内における最大の地震力が橋梁の耐震設計上重要であるという観点から、強震計で観測された水平2成分の加速度記録を時間領域で合成した場合に、加速度、加速度応答スペクトル等が方向別にどの程度のバラツキで変化するかを我が国の地盤上で得られた多数の強震記録をもとに検討している。彼らは、強震計で観測された水平2成分の加速度記録を時間領域で種々の方向に合成し、その絶対最大値と観測方向成分の最大値の比、すなわち2成分合成による最大加速度の増加率γaを指標に検討している。その結果、γaの頻度分布は1.0に近いものが一番多く、γaが大きくなるにしたがい指数関数的に減少すること、γaの最大は$\sqrt{2}$、平均値は1.08、標準偏差は0.08程度であることを報告している。また、同様にして、水平2成分を合成することによる加速度応答スペクトルの増加率γSaについても検討を加え、γSaの頻度分布は1.0に近いものが一番多く、γSaが大きくなるにつれ指数関数的に減少すること、γSaの最大値は対象とした記録の中では2.25であり、固有周期0.1～3秒間の平均をとればγSaの平均および標準偏差はそれぞれ1.17、0.22程度となることを報告している。

また、谷口ら[5)]は免震橋の設計に用いる入力波および入力スペクトルを得るために、架橋周辺地盤上で観測された13記録をもとに主軸解析を試みている。水平2成分の加速度を時間領域で合成して、その絶対最大値をとる方向を地震動主軸とし、地震動主軸方向と方位角、震央方向との関係から当該架橋地点付近の地盤の方向性を検討している。ただし、解析結果からはそれらの間に明確な関係がみられなかったことから、当該架橋地点付近の地盤に方向性はないであろうと結論付けている。

さて、本報告書3.1.2.(4).ii)に記述されている時刻歴応答解析用標準波形を用いて免震曲線橋の地震応答解析を行う場合を考える。これらの標準加速度波形を作成する際に、多数の強震観測記録を水平2成分で合成した加速度波形がそもそものデータとされているから[3,4)]、標準波形は原理的には地震動主軸成分を与えていると考えられる。しかし、前述の荒川らの検討で、地震動の方向性が非常に小さいデータ数が支配的であったことに注意しなければならない。

iii) 橋脚の2軸曲げに対して照査を行う場合の地震入力方向

これまでの検討は、道路橋示方書、V耐震設計編に規定されるように、断面主軸方向に独立に地震力を作用させて断面の照査を行うことを前提に、その地震入力方向や解析手順を検討したものであった。しかし、一般に曲線橋では断面主軸方向が橋脚ごとに異なる方向を向くので、橋脚の2軸げに対する照査を行うことを前提とすれば、地震入力を統一的に扱える等、より合理的な地震応答解析を行うことが可能となる。また、川島[6)]は橋脚の2軸曲げに関する動的載荷実験を行い、その耐力、変形性能およびエネルギー吸収性能を明らかにしており、実際の設計にその成果を取り入れることも可能となってきている。

曲線橋の橋脚の2軸曲げに対する地震力を与えるために行われる地震応答解析における入力地震動に関して、以下のことを整理しておく必要がある。

① 地震力の大きさをどの程度の大きさにするか。……地震力の大きさは加速度応答スペクトルで規定

されるが、これは設計、照査方法との整合性を取りながら、設計法全体で橋梁の耐震安全性を確保するように設定されている。現行の標準加速度応答スペクトルは、断面主軸方向に独立に地震力を作用させることを前提としたもので、そのままでは2軸曲げの設計、照査には用いることはできない。

② 地震動の水平面内における方向性をどのように取り込むか。……橋脚の2軸曲げを考慮する1つの理由とされており[6]、何らかの形で解析に取り込むことが望ましいと考えられる。

③ 地震動入力方向をどの方向に与えるか。……①および②から決まる地震外力と、免震曲線橋全体の応答特性、および個々の橋脚の方向別の耐力等から定まると考えられ、本節で行ったと同じような検討が必要となるであろう。

(7) まとめ

曲線免震橋の地震入力方向に関し、1モデル橋梁に対する地震応答解析を行い検討した結果は以下のとおりである。

① 免震装置を等価線形化手法を用いて水平2方向にモデル化し、線形解析により水平直交2方向に地震入力を与えた2回の解析を行い、それらの結果を合成することにより、地震入力方向を変えた場合の各下部構造の断面主軸2成分の最大応答値、および2成分合成した最大応答値が得られることが示された。

② 免震装置を非線形要素を用いてモデル化し、矩形断面の橋脚および免震装置の主軸2成分の地震力を得るためには、各橋脚の主軸方向に地震入力をとった2×橋脚数回の時刻歴応答解析を行えばよいことが示された。

③ 非線形解析により円形断面の地震力を得るためには、橋脚数、あるいはそれ以下の回数の解析を行えばよさそうであるが、これまでの検討は橋梁軸の円弧の中心角が90°までしか行っておらず、地震入力方向を一般化するには今後の検討が必要である。

④ 構造的に3次元性を有する免震橋の設計では、重心と剛心の偏心に伴う並進および回転の連成振動や、上部構造の水平曲げ振動が重要であることが明らかになってきた。

⑤ その他、曲線免震橋の時刻歴応答解析に関し、地震動の水平面内の方向性、ならびに橋脚の2軸曲げに対応した解析が重要であることを指摘した。

<参考文献>

1)建設省土木研究所、他28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）、土木研究所共同研究報告書第60号、平成3年7月

2)荒川直士、川島一彦、相沢興、高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法、（その１）水平２成分合成の影響、土木研究所資料第1765号、昭和57年3月

3)(社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ｖ耐震設計編、参考資料Ⅲ、平成2年2月

4)川島一彦、相沢興、高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法、（その４）最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討、土木研究所資料第1993号、昭和58年3月

5)谷口秀之、高橋陽一、中野修、金子学：温根沼大橋における強震記録の解析、土木学会第21回地震工学研究発表会、平成3年7月

6)川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす斜め方向載荷の影響、土木技術資料、第33巻、第8号、平成3年

3.2.6　動的解析の課題に対する研究成果のまとめ

(1) 地震波の斜め入力及び地盤の不整形による免震橋梁への位相差入力の影響について

地震波を橋軸方向に入力し位相差を考慮した場合、免震橋梁では位相差を考慮しない場合に比較して上部構造の最大応答加速度は低下するが、免震装置の最大相対変位は橋台部で増加し、中央の橋脚部では減少する。また、上記地震波の進行速度を1/4にし位相差を大きくした場合、上部構造の最大応答加速度は減少する。

橋脚基部の最大モーメントは、免震橋梁では、橋台部で増加し中央の橋台部では減少する。しかしこれらの傾向は免震橋梁の場合非免震橋梁に比較して非常に小さい（平成２年度）。

さらに、橋脚、橋台がⅠ種、Ⅱ種の不整形地盤にまたがるような場合の免震橋梁の応答を検討した。その結果、不整形性は入力地震動の高周波成分に影響を与えるが、このことにより地盤の卓越周期と橋梁の固有周期が接近することがないため、応答に対する不整形地盤の影響は小さいことが解った（平成３年度）。

(2) 地盤の非線形特性が免震橋梁に及ぼす影響

今回対象とした１種地盤では、保有耐力照査レベルの地震入力に対しては地盤のせん断歪の増加に伴う地盤剛性の低下や等価減衰定数の増加などの地盤の非線形化の程度は小さく、免震橋梁の応答にほとんど影響を与えない（平成２年度）。

(3) 橋脚の非線形性が免震橋梁に及ぼす影響

今回対象とした一般的な橋脚の保有耐力照査レベルの地震入力に対して、橋脚の塑性率が2.4程度であれば、橋脚の非線形性の影響を考慮しない場合に比べて、上部構造の最大応答加速度は429galから370galと約14%、免震橋梁の最大相対変位は26.8cmから21.4cmと約22%低下する（平成２年度）。

また、橋脚の最大塑性率の免震橋梁の応答への影響をエネルギー論的観点で検討し次の事が解った。

・系全体の履歴吸収エネルギーの橋脚への分担率は、橋脚最大変位時の分担率と地震終了時の分担率が深く関係しており、橋脚最大変位時の分担率が0.5程度以下であれば、この分担率よりも地震終了時の分担率が小さくなり、0.5より大きい場合は地震終了時の分担率はほぼ等しくなる事が解った。すなわち橋脚最大変位時のエネルギー分担率0.5以下となる場合には橋脚への地震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。

・橋脚へのエネルギー分担率と橋脚の最大塑性率の関係を検討した結果、橋脚最大変位時の橋脚へのエネルギー分担率が0.5以下となるのは、橋脚の最大塑性率2.0程度以下の場合であり、この場合橋脚への地震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。

・保有水平耐力レベルにおいて免震橋梁の橋脚に作用する水平力は、橋脚の最大塑性率2.0を越えるような場合は簡易式による等価地震力の評価が、動的解析結果より過小となる可能性があり、このような場合は動的解析により橋脚に作用する外力を評価する必要がある（平成３年度）。

(4) 地盤のせん断波速度の変化が免震橋梁に及ぼす影響について

今回対象とした橋梁では、地盤のせん断波速度が100m/sec～250m/secの範囲における上部構造の最大加速度、最大変位、橋脚基部の曲げモーメントの変化率は、非免震橋梁ではそれぞれ68%、28%、88%であるのに

対して、免震橋梁ではそれぞれ18%、23%、20%であり、免震橋梁における地盤のせん断波速度の変化が上部構造の応答加速度、変位、橋脚の断面力に与える影響は非免震橋梁に比べて少ない（平成２年度）。

(5) 曲線免震橋における３次元性が応答に及ぼす影響および入力方向の検討

曲線免震連続橋では、免震装置の導入により振動性状が単純化され上部構造は概ね地震入力方向に振動し、上部構造及び橋脚の挙動は直線橋の挙動とほぼ同様である。一方橋台については形状の異方性のため地震入力方向により上部構造最大変位および橋脚基部のせん断力は変化し、地震の入力方向が橋台の弱軸方向に一致したときその変化は最大となる。しかし、変化の程度は非免震橋に比べて小さい（平成２年度）。

また、曲線免震橋における各橋脚の応答を時刻歴応答解析で検討する場合の地震入力方向について検討した。その結果、免震装置を等価線形でモデル化し水平直交２方向に地震入力をとって別途に解析を行い、２回の解析結果を各橋脚の弱軸、強軸成分について合成して検討すべき最大断面力を求めることが可能である事が解った。（平成３年度）。

3.2.7　今後の課題

免震橋梁の地震時挙動は、特に支承部の変形特性に影響を受けて従来の橋梁に比べて、系の振動特性が長周期化され上部構造の変形が大きくなること、橋脚の非線形性とあわせて特に保有耐力レベルの入力時に系全体として複雑な挙動を示すなどの特徴が予測される。また、免震橋梁の特性から多経間連続橋が今後多く計画されることも予測されている。そこで、免震橋梁の地震時挙動に特に影響を及ぼす、位相差入力、地盤および橋脚の非線形性、地盤と橋脚の動的相互作用効果および３次元性に着目し、数値解析により検討をおこなった。その結果、免震橋梁へ位相差入力は従来の橋梁に比較して影響がほとんどないこと、曲線橋などの３次元性も従来の橋梁に比較して単純な挙動を示し、設計的にも明快な事がわかり、簡単な入力方向の設定方法についても提案した。さらに、橋脚の塑性化が大きくなってきた時の免震支承とのエネルギー吸収メカニズムから、保有耐力レベルの照査にあたって、最大変形時の支承部と橋脚のエネルギーの分担比率が重要であることが明かとした。

これまでの免震橋梁の耐震設計法の検討の中で免震橋梁の合理的な耐震設計法を検討する上で必要とされる残された課題は次の通りである。

・曲線橋のように３次元効果が卓越する構造物に作用させるべき２方向同時入力地震動の考え方と設計法法

・地盤非線形性が卓越する免震橋梁の保有耐力レベルの照査において地盤、橋脚、免震支承のエネルギー吸収メカニズムの把握と設計法

＜民間担当会社＞　（株）竹中工務店、（株）竹中土木、清水建設（株）、（株）熊谷組
西松建設（株）、五洋建設（株）、石川島播磨重工業（株）

3.3　免震装置の設計法に関する研究

3.3.1　平成3年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

平成2年度は、既存の免震装置を対象に、①構造設計法と設計例の作成、②荷重－変位曲線の等価線形モデル、バイリニアモデルの設定方法の検討、③免震装置の力学特性の設定時に用いる簡易な免震橋梁モデルの提案を行った。平成3年度は、本研究で新たに開発された免震装置を対象に、平成2年度と同様の検討を加え、橋梁用の免震支承としての適用性の検討を行った。

平成3年度の研究項目は以下の通りである。

① 免震装置の設計法の検討

② 免震装置のモデル化の検討

③ 免震装置の選定と特性値の設定方法の検討

さらに、3カ年の研究成果として、橋梁用免震装置の設計法を体系づけ、「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」[1)]の「4章　免震装置の設計」をまとめた。

(2) 成果の要約

i) 免震装置の設計法の検討

① 本研究で開発された免震装置を対象に、構造設計例を作成した。高減衰積層ゴム支承(4種類)、摩擦（すべり）型ダンパー(2種類)、鋼製ダンパー、ローラー型免震支承の設計例を示し、設計方法の有用性の確認およびその特徴を明らかにした。

ii) 免震装置のモデル化の検討

a．高減衰ゴムのモデル化

① 高減衰ゴムの復元力特性には、1)最大経験ひずみ依存性、2)繰り返し回数依存性がある。これらの特性が応答に影響を与えると考え、その特性を反映したモデル化を提案し、その妥当性の検証をした。

② 最大経験ひずみ依存性は、同じひずみにおいても過去に経験した最大経験ひずみの大きさにより、荷重－変位曲線が異なることである。装置の荷重－変位曲線をバイリニア型と等価線形にモデル化し、その特性値を初期加力剛性、設計剛性、最大ひずみ経験後の剛性の3種類で評価して、単独橋脚多質点モデルを用いた地震応答解析を実施した。

その結果、震度法レベルの解析結果においては、免震装置部の応答変位に若干の違いがみられるが、上部構造の加速度、水平力とも10%程度の差異である。装置は保有水平耐力レベル(せん断ひずみの大きい範囲)で設計されることが多く、そのときは3者の剛性の差は小さくなり、最大経験ひずみによる剛性低下が応答に与える影響は小さいと考えられる。初期加力剛性と最大ひずみ経験後の剛性の平均値とした設計剛性が、設計上実用的な方法であることが確認された。

③ 繰り返し回数の増加により免震装置の等価剛性は低下する。免震装置の荷重－変位曲線をバイリニア型にモデル化し、その特性を初期加力剛性、設計剛性、剛性低下を考慮したモデル（サイクリック・ディグレーディングモデル）の3種類で評価して、1質点1自由度モデルを用いた地震応答解析を実施した。

その結果、I種地盤の入力地震動は、主要動までに大振幅の繰り返し回数の少なく、繰り返し回数による剛性低下が応答変位に与える影響は少ない。逆にIII種地盤の入力地震動は、大振幅の繰り返し回数が多く、剛性低下を考慮したときの免震装置部の応答変位は設計剛性を用いたときのものに比べ30%程度大きくなる。しかし、加速度、水平力については、10%程度の差異であり、初期加力時の剛性が免震装置、下部構造の設計に対して大きな影響を及ぼすことはないと考えられる。繰り返し回数3回での剛性を設計剛性として用いても、設計上問題はないと考えられる。

b．鉛プラグ入り積層ゴム支承のモデル化

ガイドライン(案)[2]に提案されているモデル化の算定式にかわり、本研究で新たな算定式を提案した。算定式とその根拠について記述した。

iii) 免震装置の選定と特性値の設定方法

a．免震装置の選定

免震装置の作動原理、機構、動的特性、静的特性、施工性をもとに、装置選定のための資料として、装置の特徴および留意すべき事項等についてまとめた。

b．免震装置の特性値の設定方法

平成2年度に提案した免震装置の力学特性の設定時に用いる簡易な免震橋梁のモデルの妥当性を検証した。平成2年度はI種地盤に建設された橋梁を対象にモデルの適用性を確認した。さらに、3年度はII種地盤への適用性を検討した。

その結果、II種地盤においても、提案したモデルで求めた免震装置部の応答変位は静的骨組構造モデルによるものと10%程度の差異で一致しており、当モデルが設計上、実用的な方法であることが確認できた。

3.3.2 免震装置の設計法の検討

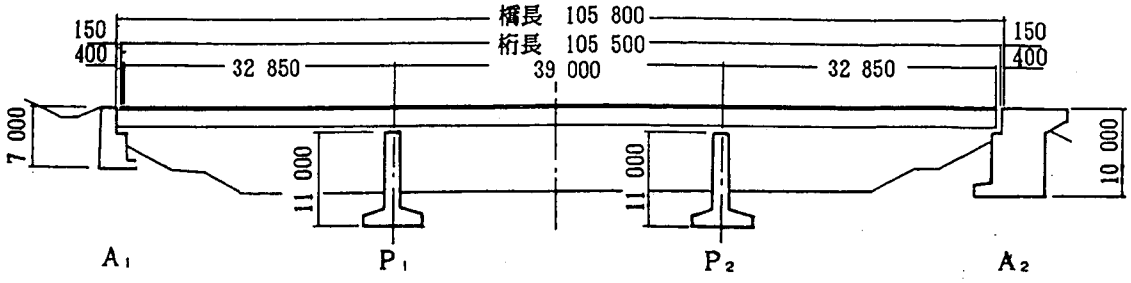
本研究で開発された免震装置を対象にし、同じく本研究で提案された「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」に基づき、試設計を行った。免震装置の具体的な構造・大きさを把握し、設計者側が装置の選定のための判断材料になるものと考えた。また、マニュアル(案)に記載した免震装置の設計法を検証することも目的とした。

(1) 設計条件

構造設計の基本方針は、マニュアル(案)及び道路橋示方書・同解説、V耐震設計編[3]（以後道示と呼ぶ）に基づき、震度法・保有水平耐力法レベルの入力を考え、設計を行った。対象橋梁の諸元は、文献4)によった。

①対象橋梁

静岡県宮川橋



図－3.3.1　橋梁側面図

②橋梁諸元

上部構造　　鋼３径間連続非合成鈑桁橋

下部構造　　橋台－逆Ｔ式　橋脚－壁式

上部構造重量　　1320tf

③環境条件

地域区分　　Ａ区分　　重要度　　１級

地盤種別　　Ｉ種

④支承設計反力

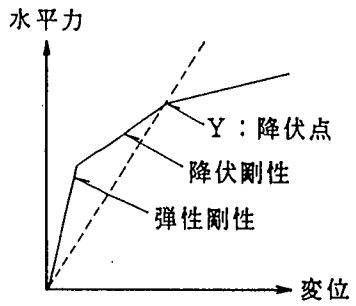
橋脚・橋台の支承の設計反力を表－3.3.1に示す

表－3.3.1　支承設計反力　　（ｔｆ）

けた	橋台部支点			橋脚部支点		
	死荷重	活荷重	合計	死荷重	活荷重	合計
G1	42．6	18．4	59．0	139．4	43．6	183．0

⑤下部構造の剛性

下部構造の剛性は、図－3.3.2の水平力と水平変位の関係から表－3.3.2の値を用いた。



図－3.3.2　水平力と水平変位の関係

表－3.3.2　下部構造の剛性

	弾性剛性	降伏剛性
	K_P　t/m	K_{Py}　t/m
A_1	40 510	40 510
P_1	14 090	10 300
P_2	11 180	8 680
A_2	31 750	17 950

⑥設計水平震度

マニュアル(案)「３章 免震設計」3.2および3.3に準拠した。

a．震度法レベルに用いる設計水平震度

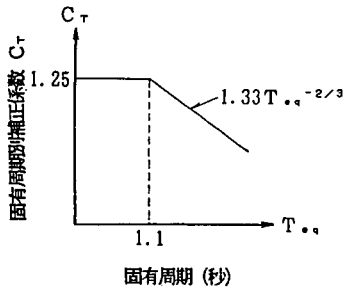
$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \quad \text{-----(3.3.1)}$$

b．保有水平耐力法レベルに用いる設計水平震度

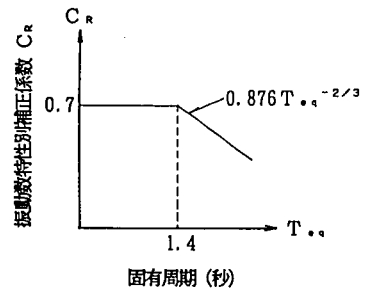
$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0} \quad \text{-----(3.3.2)}$$

ここに、

k_h ：震度法レベルに用いる設計水平震度
k_{h0} ：震度法レベルに用いる標準設計水平震度（＝0.2 ）
k_{hc} ：保有水平耐力法レベルに用いる設計水平震度
k_{hc0} ：保有水平耐力法レベルに用いる標準設計水平震度（＝1.0 ）
c_z ： 地域別補正係数（＝1.0 ）
c_G ： 地盤別補正係数（＝0.8 ）
c_I ： 重要度別補正係数（＝1.0 ）
c_T ： 固有周期別補正係数（図－3.3.3参照）
c_R ： 振動特性別補正係数（図－3.3.4参照）
c_E ： 免震装置のエネルギー吸収に基づく補正係数



図－3.3.3 固有周期別補正係数



図－3.3.4 振動特性別補正係数

⑦免震装置の設計変位

免震橋梁は、上部構造と、免震装置の等価剛性と下部構造の剛性から求まるバネで、１質点１自由度にモデル化した。免震装置の設計変位が、15～20cm程度となることを目安に各免震装置の構造設計を行った。

免震装置の設計変位の具体的な算定方法は、マニュアル（案）3.4に準拠した。

⑧免震の方向

現設計と同様、橋軸方向のみを対象とした。

(2) 試設計例

試設計の対象としたのは、本研究において橋梁用に開発された免震支承である。各免震装置の物性値、形状を概略検討するための設計式、モデル化の方法については、具体的に記述した。なお、免震装置の構造細目、経済性等についての検討は行っていない。

試設計を行った免震装置を表－3.3.3に示す。

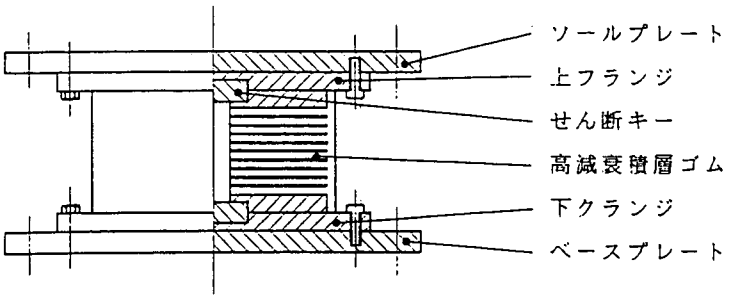
表－3.3.3 免震装置一覧表

免震装置	担当会社
高減衰積層ゴム支承（その１）	横浜ゴム㈱
高減衰積層ゴム支承（その２）	東洋ゴム工業㈱
高減衰積層ゴム支承（その３）	㈱ブリヂストン
高減衰積層ゴム支承（その４）	昭和電線電纜㈱
摩擦（すべり）型ダンパー（その１）	大成建設㈱＋東京ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ工業㈱
摩擦（すべり）型ダンパー（その２）	㈱ビー・ビー・エム
鋼製ダンパー	西松建設㈱
ローラー型免震支承	日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱

免震装置	高 減 衰 積 層 ゴ ム 支 承 （その1）	横浜ゴム㈱

1．構成

積層ゴム ――― 高減衰ゴム系積層ゴム

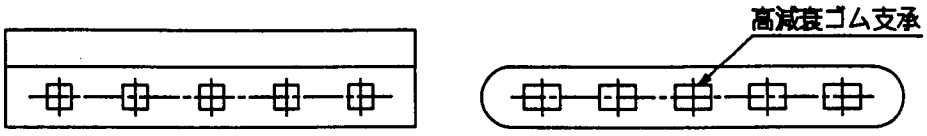


形状寸法

単位：mm

	橋 台 部	橋 脚 部
有効平面寸法	350×350	500×700
中抜き穴	φ50×1	φ50×1
ゴム層	9×9層	19×5層
内部鉄板	3×8枚	3×4枚
基 数	5基	5基

2．配置図



橋 台 部　　橋 脚 部

3．設計方法

1)高減衰積層ゴム

ひずみに依存する等価剛性と等価減衰でモデル化でき、設計法は道路橋の免震設計マニュアル（案）に従う。また動的解析に当たっては、バイリニア型にモデル化することもできる。

2)等価剛性

$$K_B = \frac{AG(\gamma_s)}{\Sigma t_e}$$

ここに、K_B：高減衰積層ゴムの等価剛性 (kgf/cm)

$G(\gamma_s)$：せん断弾性係数 (kgf/cm²)

$$G(\gamma_s) = a_0 + a_1\gamma_s + a_2\gamma_s^2 + a_3\gamma_s^3 + a_4\gamma_s^4 + a_5\gamma_s^5$$

せん断ひずみ領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$0.1 \leqq \gamma_s \leqq 2.0$	43.58	-155.36	286.21	-257.90	110.72	-18.07

γ_s：ゴムのせん断ひずみ　$\gamma_s = u / \Sigma t_e$

u：設計変位　(cm)

A：高減衰積層ゴムの支圧面積　(cm^2)

t_e：一層のゴム厚

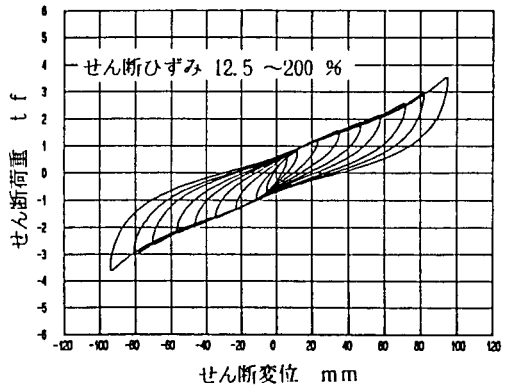
3)等価減衰定数

$$h_B(\gamma_s) = b_0 + b_1\gamma_s + b_2\gamma_s^2 + b_3\gamma_s^3$$

ここに、$h_B(\gamma_s)$：高減衰積層ゴムの等価減衰定数

せん断ひずみ領域	b_0	b_1	b_2	b_3
$0.1 \leqq \gamma_s \leqq 2.0$	0.2159	-0.0870	0.0397	-0.0113

4)復元力特性



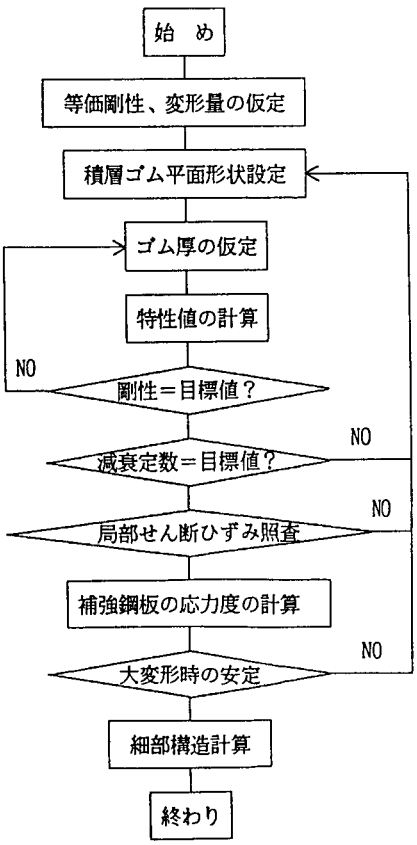
試験結果

4．特徴

① 積層ゴム自体に減衰性能を有しているためダンパーの設置が不要となり、コンパクトな装置を構成できる。

② 積層ゴムの表面に耐候性の良い被覆ゴム層を設けていること、又構造が単純で機械部分がないことなどからメンテナンス無しで長期間安定した性能を維持できる。

③ 小変形時のバネが硬いため常時は風荷重及び制動荷重に対してトリガー機能として働き、地震時には大変形時のバネが軟らかいため免震効果を発揮することが出来る。

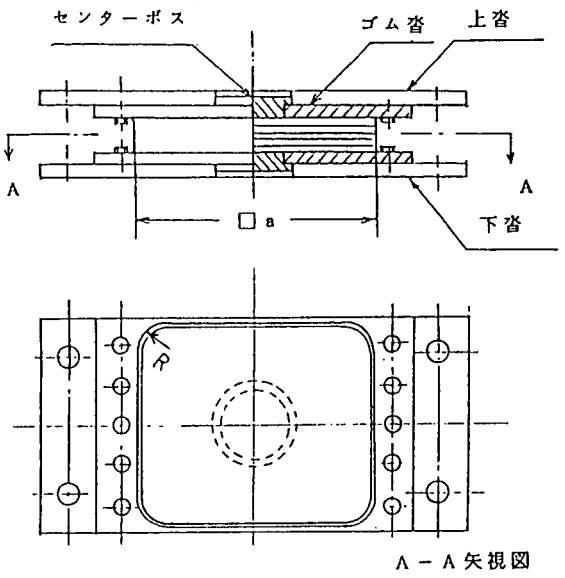


設計の流れ

免震装置	高減衰積層ゴム支承（その2）	東洋ゴム工業㈱

1．構成

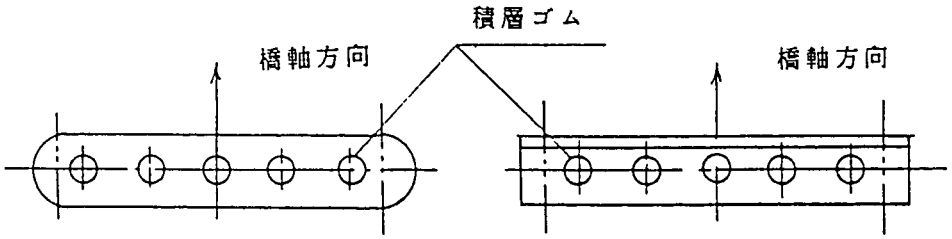
積層ゴム ―― 高減衰系積層ゴム



形状寸法

	橋脚部	橋台部
平面形状	59×59cm	34×34cm
コーナーR	9.5cm	9.5cm
有効断面積	3404cm²	1085cm²
ゴム厚	1.3cm×4層	1.0cm×6層
鋼板厚	0.45cm×3枚	0.32cm×5枚
基数	5基	5基

2．配置図



橋脚部　　橋台部

3．設計方法

ひずみに依存する等価剛性$K_B(\gamma_s)$と等価減衰$h_B(\gamma_s)$は下式により近似化することができる。

1)等価剛性　$K_B = AG(\gamma_s)/\Sigma t_e$ (kgf/cm)

ここに、$G(\gamma_s)$：せん断弾性係数(kgf/cm²)

$G(\gamma_s)=a_0+a_1\gamma_s+a_2\gamma_s^2+a_3\gamma_s^3+a_4\gamma_s^4$

A ：ゴムの受圧面積(cm²)

γ_s：ゴムのせん断ひずみ $\gamma_s = u/\Sigma t_e$

u ：設計変位(cm)

t_e：1層のゴム厚(cm)

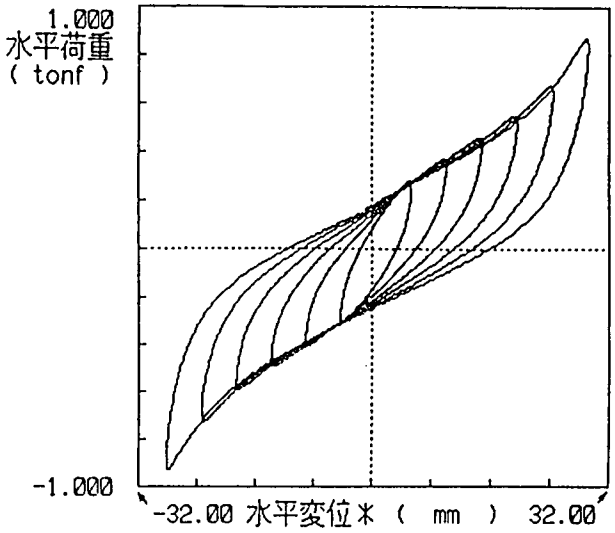
2)等価減衰定数

$$h_B(\gamma_s)=b_0+b_1\gamma_s+b_2\gamma_s^2+b_3\gamma_s^3$$

ここに、h_B：高減衰積層ゴムの等価減衰定数

ひずみ領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	b_0	b_1	b_2	b_3
$10\leqq\gamma\leqq100\%$	28.1	-69.7	98.1	-65.8	17.2	0.173	0.162	-0.287	0.122
$100<\gamma\leqq200\%$	6.62	11.2	-19.1	11.4	-2.12	0.204	0.0152	-0.0671	0.0177

3)復元力特性



4．特徴

(1)構造・機能

①減衰性能をもつ積層体であり、減衰性能、復元性能、荷重支持性能の機能を兼ね備えている。

②減衰性能を持つゴムの特性として、小変形で硬く大変形で柔らかいので、微振動に対するトリガー効果と大地震に対する免震効果とを併せ持つ。

③構造上とゴムの持つ特性より、力に対する変形の方向性がなく、橋軸方向、橋軸直角方向に対し同等の免震効果を有する。

(2)メンテナンス面

①機構的に回転部、摺動部がなく、ゴム表面に対候性ゴムを使用することにより長期の耐久性がある。

②機構がシンプルであり、点検が容易である。

③万一交換が必要になった場合でも交換可能である。

(3)モデル化

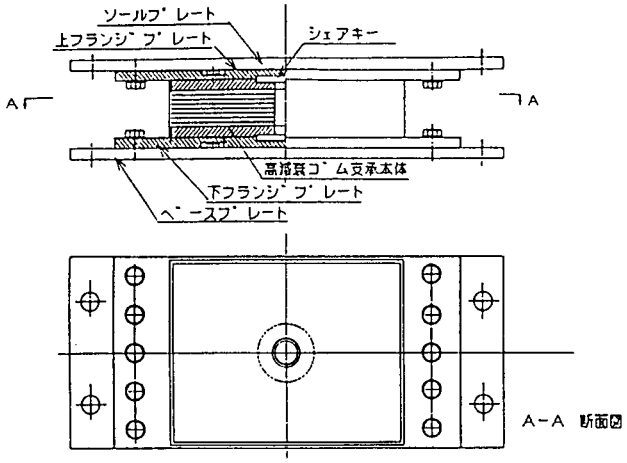
・高減衰ゴムの弾性率と減衰比はゴムのひずみの関数として簡単な等価式で表すことができ、支承機能を設計することができる。また、荷重－変位の関係をバイリニア型にモデル化することもできる。

免震装置	高減衰積層ゴム支承（その3）	㈱ブリヂストン

1．構　成

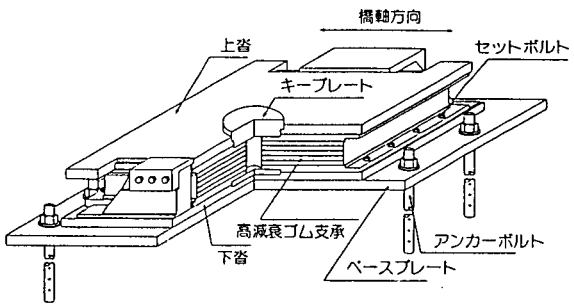
積層ゴム――高減衰ゴム系積層ゴム（低剛性高減衰ゴム:ＨＤＲ,高剛性高減衰ゴム:ＨＨＤＲ）

高減衰ゴム：材料自体にばねと減衰性能を有するゴム材料

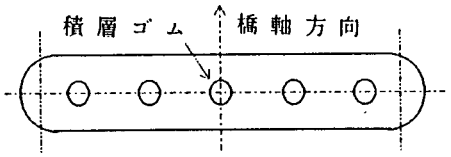


形状寸法(HDRの例)

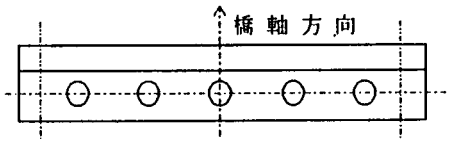
	橋脚部	橋台部
平面形状（鋼板）	49×49cm	34×34cm
有効支圧面積	2401cm²	1156cm²
ゴム厚	1.25cm×4層	1.0cm×6層
鋼板厚	0.5cm×3枚	0.3cm×5枚
基数	5基	5基



2．配置図



(a) 橋脚部



(b) 橋台部

3．設計方法

ひずみに依存する等価剛性と等価減衰でモデル化でき、設計法は次頁「設計の流れ」に従う。また動的解析に当たっては、バイリニア型にモデル化することもできる。

1)等価剛性

$$K_B = \frac{AG(\gamma_s)}{\Sigma t_e}$$

ここに、

K_B：高減衰積層ゴムの等価剛性(kgf/cm)

$G(\gamma_s)$：せん断弾性係数(kgf/cm²)

$G(\gamma_s)=a_0+a_1\gamma_s+a_2\gamma_s^2+a_3\gamma_s^3+a_4\gamma_s^4$

γ_s：ゴムのせん断ひずみ　$\gamma_s = u/\Sigma t_e$

u：設計変位　(cm)

A：高減衰積層ゴムの支圧面積(cm²)

t_e：一層のゴム厚（cm）

せん断弾性定数のひずみ依存に関する係数

	ひずみ領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
HDR	$0 \leqq \gamma \leqq 174\%$	26.3	-46.0	45.7	-21.1	3.88
	$174 < \gamma$	0.31	-6.89	-1.08		
HHDR	$0 \leqq \gamma \leqq 200\%$	45.3	-72.7	57.33	-18.99	2.18
	$200 < \gamma$	12.2				

2)等価減衰定数

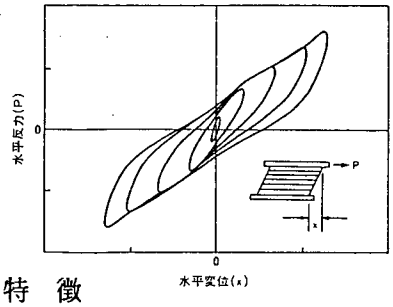
$h_B=b_0+b_1\gamma_s+b_2\gamma_s^2+b_3\gamma_s^3$

h_B:高減衰積層ゴムの等価粘性減衰定数

等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

	ひずみ領域	b_0	b_1	b_2	b_3
HDR	$0\leqq\gamma\leqq174$	0.172	-0.00693	0.00276	-0.00694
	$174<\gamma$	0.392	-0.240	0.0618	-0.00561
HHDR	$0\leqq\gamma$	0.1543	0.03834	-0.04448	0.00858

3)復元力特性



4．特　徴

(1)　構造

①ばね性能と減衰性能を有するゴム材料による積層体のため、荷重支持機能，復元力機能、減衰機能を同時に合わせ持つコンパクトな装置が可能となる。

②ゴム表面に耐候性の高い被覆ゴム層を設けているため、内部のゴムをオゾン，紫外線等から保護し、より高い耐久性が得られる。

(2)　コスト面

構造がシンプルであり、部品数も少ないため、安価に製作できる。

(3)　メンテナンス

①メカニカルな稼動部がなく、錆など長期の耐久性に有利。

②内蔵する機能部品がなく、外部から点検が容易。

③大地震等で万一交換の必要性が生じた場合は、容易に交換が可能。

(4)　機能

①小変形で硬く、大変形で柔らかいばね特性を持つため、風揺れ，制動等に対する抵抗力（トリガー効果）と大地震での免震効果の両方に効果を発揮する。

②履歴特性は滑らかな曲線を描くため、中小地震から大地震まで免震性能を期待できる。

③力学特性の方向依存性はなく、橋軸方向，橋軸直角方向に同じ履歴特性を示す。

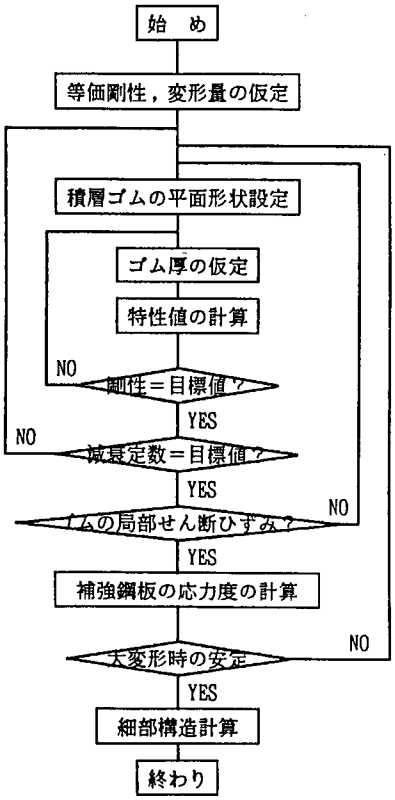
(5)　モデル化

①ひずみに依存する弾性率と減衰比を簡単な等価式に表すことができ、設計が容易。

②免震装置のモデル化のための物性の設定は、静的な試験結果に基づいて行うことができる。

③高減衰積層ゴムの荷重－変位曲線は、簡単にバイリニア型にモデル化することができ、精度よく応答を予測することができる。

④力学特性の周波数依存性，支持荷重依存性，温度依存性が少なく、応答の予測が容易。



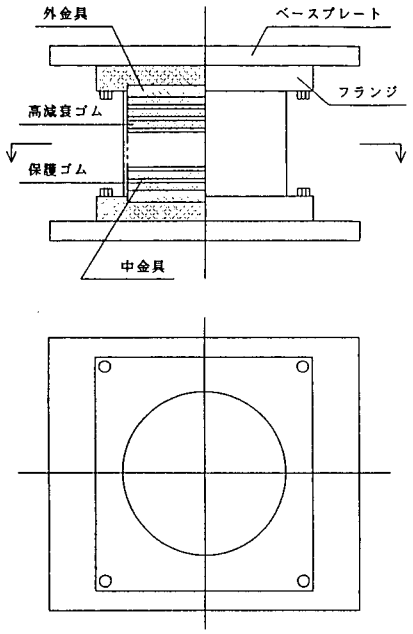
設計の流れ

免震装置	高減衰積層ゴム支承（その4）	昭和電線電纜㈱

1．構成

積層ゴム ――― 高減衰ゴム系積層ゴム

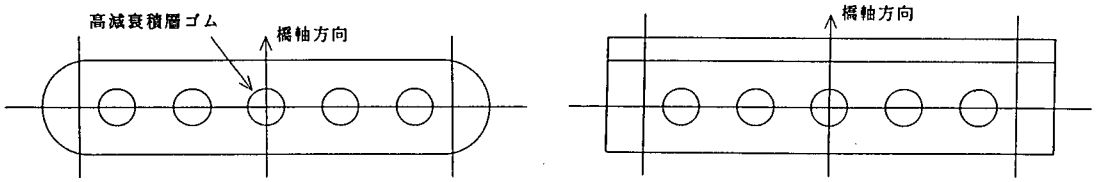
高減衰ゴム：材料自体にバネと減衰性能を有するゴム材料



形状寸法

	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75cm	φ50cm
中抜き径	φ2cm	φ2cm
有効断面積	4415cm²	1960cm²
ゴム厚	1.0cm×7層	0.60cm×12層
鋼板厚	0.32cm×6枚	0.32cm×11枚
基数	5基	5基

2．配置図



橋脚部　　橋台部

3．設計方法

設計法は道路橋の免震設計法マニュアル(案)に従う。ひずみに依存する等価剛性と等価減衰定数は1)および2)項に示すG(γ_s)およびh$_B$(γ_s)の式で近似化することができ、動的解析に当たってはバイリニア型等にモデル化することもできる。

1)等価剛性

$$K_B = \frac{AG(\gamma_s)}{\Sigma t_e}$$

ここに、K_B：高減衰積層ゴムの等価剛性(kgf/cm)

$G(\gamma_s)$：せん断弾性係数(kgf/cm²)

$G(\gamma_s)=11.66-12.8\gamma_s+8.70\gamma_s^2-1.70\gamma_s^3$

γ_s：ゴムのせん断ひずみ　$\gamma_s = u / \Sigma t_e$

u　：設計変位(cm)

A　：高減衰積層ゴムの受圧面積(cm²)

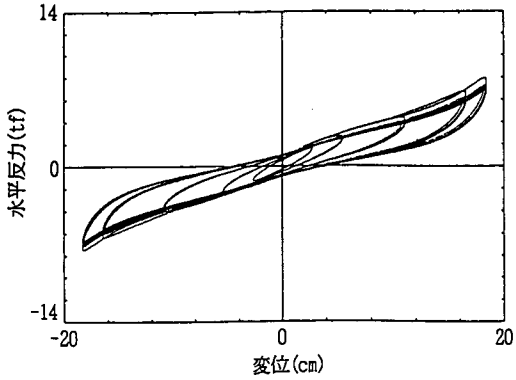
t_e：1層のゴム厚(cm)

2)等価減衰定数

$h_B(\gamma_B)=15.44-6.93\gamma_B+6.95\gamma_B^2-3.07\gamma_B^3$

ここに、$h_B(\gamma_B)$：高減衰積層ゴムの等価減衰定数

3)復元力特性



要素試験結果

4．特徴

(1)構造

①積層体外周に耐候性の高い自己粘着性保護テープを巻き付け保護ゴム層とすることにより、内部の高減衰ゴムを外傷，風雨，紫外線，オゾン等から保護する。

②積層体にフランジを後装着するのでフランジ形状を任意に設計することができる。

(2)機能

①ゴム材料自体にバネ性能および減衰性能を持たせ、鋼板との交互積層による構造のため、ダンパー不要のコンパクトな免震装置である。

(3)コスト

①ダンパー機能内臓のコンパクトな装置のため、ダンパー併用装置に比べ安価である。

②保護ゴム層が後装着なので、被覆ゴム層一体成型品に比べ、製作工程が少なく非常に安価に製作できる。

(4)メンテナンス

①耐候性の高い保護ゴム層を設けているので、環境による劣化が少なく耐久性に優れている。

②機能部品が少なく保守点検が容易である。

③保護ゴム層の着脱が可能なので、高減衰ゴムおよび内部鋼板の積層状態の保守点検が可能である。

④万一装置交換の必要が生じた場合、交換が可能である。

(5)性能

①高減衰ゴム自体は大変形では柔のバネ特性を有するのに比べて、微小変形では交通振動，風振動等に対する抵抗力となる程度の剛のバネ特性を有する。

②弾塑性型ダンパーを使用するタイプに比べて、初期剛性が比較的小さくかつひずみ依存性も滑らかなので、中小地震から大地震まで幅広い免震効果が得られる。

(6)モデル化

①ひずみに依存する剛性，減衰定数については等価式に表すことが可能であり、設計が容易である。

②免震装置のモデル化のための特性式の設定は静的な試験結果より算定することができる。

③高減衰積層ゴム支承の復元力特性は、バイリニア型等にモデル化することができ、精度よく応答を予測することができる。

免震装置	摩擦（すべり）型ダンパー（その１）	大成建設㈱＋東京ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ工業㈱

１．構成

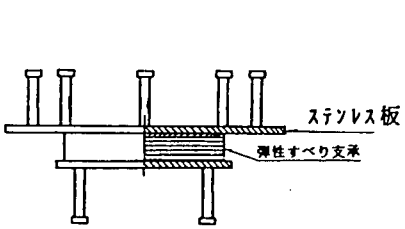
弾性すべり支承　――高減衰ゴム系積層ゴム＋ＰＥＦＥ材（フッ素樹脂）

水平バネ　――クロロプレンゴム（合成ゴム）

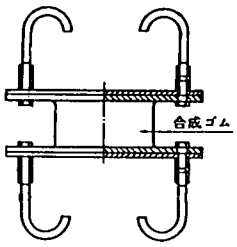
すべり板　――ステンレス板

形状寸法・材質

要　素	弾性すべり支承		水 平 ば ね	
部　位	橋脚部	橋台部	橋脚部	橋台部
平面形状	φ550mm	φ320mm	φ550mm	φ300mm
ゴ ム 厚	15mm×2層	9mm×2層	100mm	100mm
鉄 板 厚	5mm×1層	3mm×1層	――	――
ＰＥＴＥ材	2mm	2mm	――	――
個　数	５箇所	５箇所	４箇所	４箇所
材　質	高減衰ゴム	高減衰ゴム	合成ゴム	合成ゴム
G_0:kgf/cm²	6.0	6.0	8.0	8.0

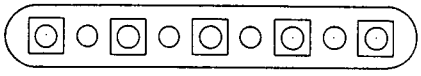


弾性すべり支承

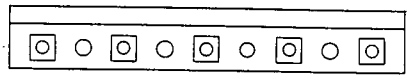


水平バネ

２．配置図



（ａ）橋脚部



（ｂ）橋台部

凡例　○　弾性すべり支承
　　○　水平バネ

３．設計方法

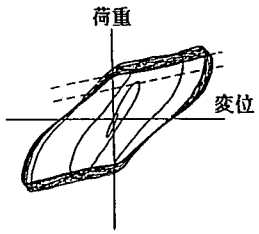
(1) 弾性すべり支承

支承の許容支圧応力度を満足させるように径を設定し、ゴム部のゴム支承としてのひずみを許容値内に満足させる範囲において、剛性が大きくなるように厚さを設定する。この理由は、剛性を大きくすることにより、より大きな減衰を得ることを目的としているためである。

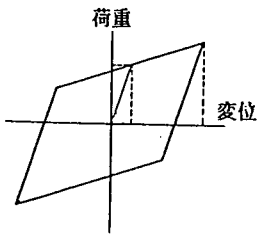
(2) 水平バネ

設定した設計変位によるゴムのひずみを許容値内に満足させるように形状を設定する。

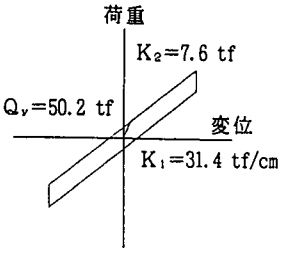
(3) 復元力特性



要素試験結果



バイリニア型モデル



橋脚部

Q_y：降伏力(tf)
K_1：一次剛性(tf/cm)
K_2：二次剛性(tf/cm)

(4) モデル化

①要素試験結果から、荷重－変位曲線はバイリニア型にモデル化できる。

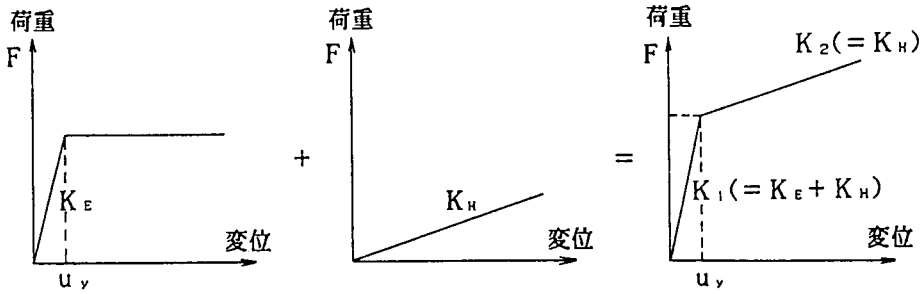
②弾性すべり支承は、摩擦力以上の水平地震力が作用した場合すべりが生じる。したがって、降伏力＝臨界摩擦力の完全弾塑性型でモデル化できる。

③水平バネは、一定の軟かい剛性を有しており、免震装置をバイリニア型モデル化した場合、その二次剛性に相当する。

④降伏荷重（$Q_d = \mu W$）は上部構造重量により一定であるが、水平剛性は装置の断面積、ゴム厚の選定により、任意に設定することができる。以下に弾性すべり支承および水平バネの水平剛性の算定式を示す。

$$K = (G \cdot A) / T$$

ここに、K：弾性すべり支承または水平バネの水平剛性（kgf/cm）
G ：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）
A ：断面積（cm²）　T ：ゴムの総厚（cm²）
μ ：摩擦係数　W ：上部構造重量（kgf）
δ_y：降伏変位（cm）　K_1, K_2：免震装置の一次剛性および二次剛性（kgf/cm）



弾性すべり支承　　水平バネ　　免震装置

4．特徴

(1) 機能

①上部構造重量を支えている弾性すべり支承は、すべりを生じるためゴム部の変形が少なく、支持機能の信頼性が確保される。

②弾性すべり支承は、摩擦力以上の水平地震力を上部構造に伝達しないため、下部構造より伝達する入力地震動を頭打ちにする。

③水平バネは、上部構造重量を負担せず、その復元力特性により水平変位量を抑制する。

④弾性すべり支承が滑ることによって生じる摩擦によるシステムとしての履歴減衰と、弾性すべり支承及び水平バネが有している材料固有の内部減衰との２つの減衰機構により応答を抑制する。

⑤弾性すべり支承及び水平ばねとも構造が簡単であり、作動機能が明解である。

⑥水平バネは上揚力（負反力）に対しても機能する。

(2) メンテナンス

①大地震経験等で万一交換の必要性が生じた場合は、弾性すべり支承・水平バネ・ステンレス板はジャッキアップ等により容易に交換することができる。

②塵埃等の環境に対しては、弾性すべり支承には防塵カバーをつけることによって対応する。したがって、通常の使用範囲ではメンテナンスフリーである。

(3) 景観

装置の高さが比較的低く、桁と橋脚のスペースが狭いので景観上好ましい。

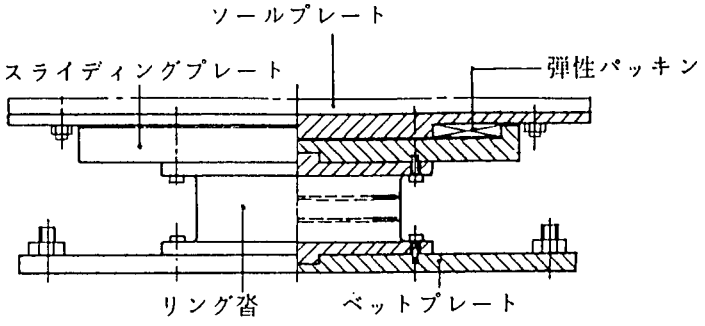
免震装置	摩擦（すべり）型ダンパー（その２）	㈱ビー・ビー・エム

1．構成

弾性すべり支承　―― 天然ゴム積層ゴム（リング沓）＋ＰＴＦＥ材（ふっ素樹脂）

すべり板　―――― ステンレス鋼板

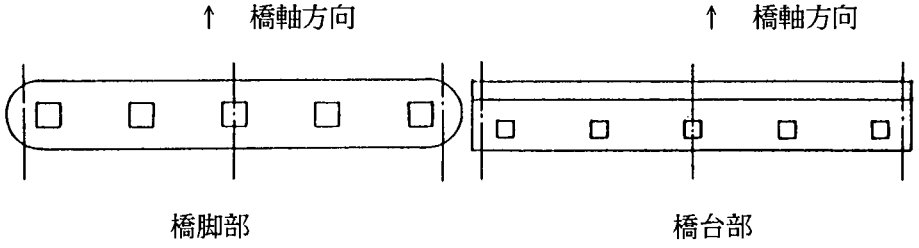
弾性パッキン　――― 型物製品（天然ゴム＋鋼板）



形状寸法（ゴム支承部）

	橋脚部	橋台部
平面形状	50×55cm	30×35cm
支圧面積	2664cm²	1029cm²
ゴム厚	46mm	60mm
沓高	72mm	86mm
弾性率（G）	13.5 kgf/cm²	
基数	５基	５基

2．配置図



3．設計方法

(1) 弾性すべり支承

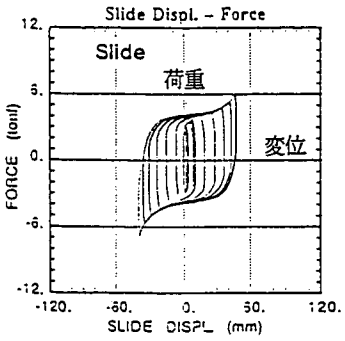
ゴム支承の設計は、道路橋の免震設計マニュアル(案)に従う。

設計フローチャートは、通常の分散沓の設計で基本設計を行い、目標とする剛性、減衰率とを照査した後、すべり遊間を設定して詳細設計をする。

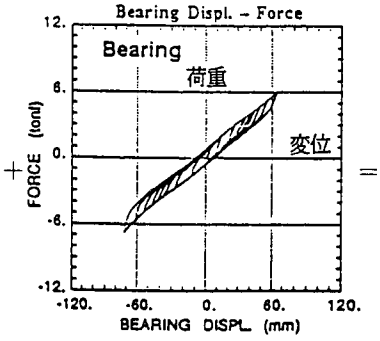
(2) 弾性パッキン

弾性パッキンは、ゴム支承のせん断ばねの約20％程度の剛度となるような形状に設計する。

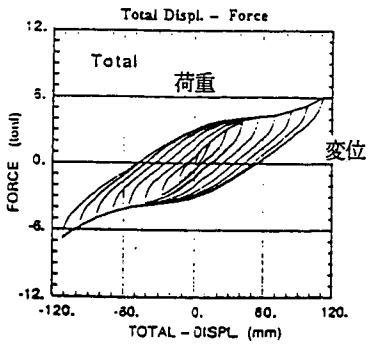
(3) 復元力特性



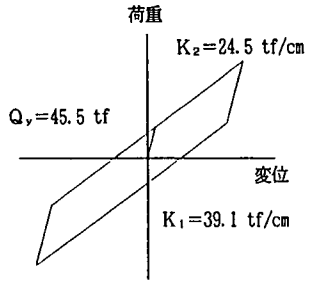
すべり履歴曲線



ゴム支承履歴曲線

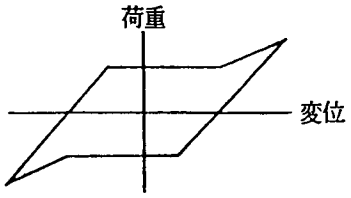


弾性すべり支承履歴曲線



橋脚部

Q_d：降状荷重(μw)
K_2：二次剛性(tf/cm)
K_1：一次剛性(tf/cm)



トリリニア型モデル

4．特徴

(1)構造

分散沓等に実績の多いリング沓とすべり沓とを一体化させたコンパクトな構造で、すべり遊間には弾性パッキンを配置して現状復帰を容易にした。

(2)機能

①摩擦力（摩擦係数：μ＝0.09）以下の水平地震力に対しては、ゴム支承のせん断変形により追随する。

②下部構造への作用外力は、ゴム支承の線形ばねである最大変位での等価剛性と変位から求めることができる。

③弾性すべり支承の履歴曲線は、すべり履歴とゴム支承の履歴の和として表すことができ、免震効果も期待できる。

④履歴曲線は安定しており、繰り返し回数依存性は少ない。

(3)コスト

構造も簡単で、安価に製作できる。

(4)メンテナンス

鉛直荷重支持性能と長期耐久性に対して実績の多いリング沓で、すべり面の防塵性を附与すれば耐久性には全く不安はない。

(5)モデル化

①要素試験結果から、荷重一変位曲線は機構的な弾塑性型にモデル化できる。

②すべり面は、摩擦力以上の水平地震力が作用した場合、すべり遊間スペースだけ摺動が生じ（摩擦減衰効果）それ以上の水平力が作用するとゴム支承の履歴曲線に移行する。

③等価減衰定数は、すべり遊間と弾性パッキンを適切に設計し、約15%程度に設定する。

免震装置	ロ ー ラ ー 型 免 震 支 承	日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱

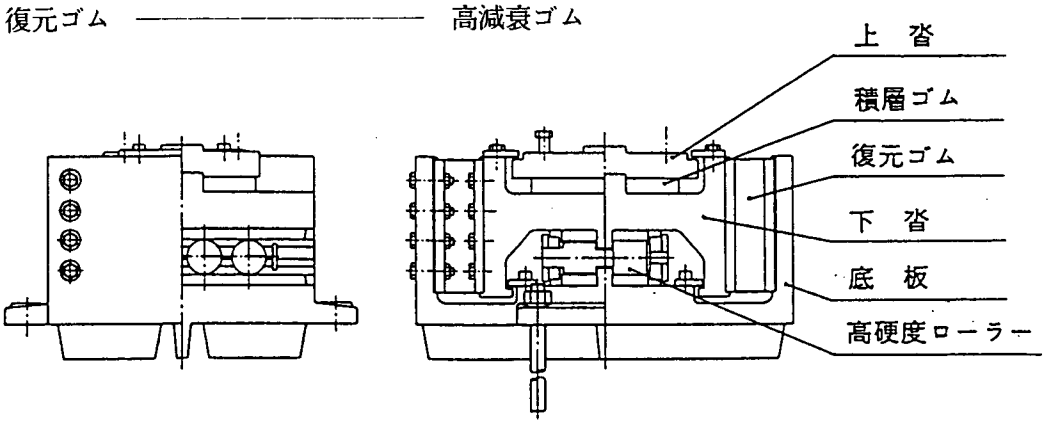
1．構成

上沓、下沓、底板 ―――――― 鋼板もしくは鋳鋼品

積層ゴム ―――――― クロロプレンゴム（合成ゴム）

高硬度ローラー ―――――― C－13B（マルテンサイト系ステンレス鋼）

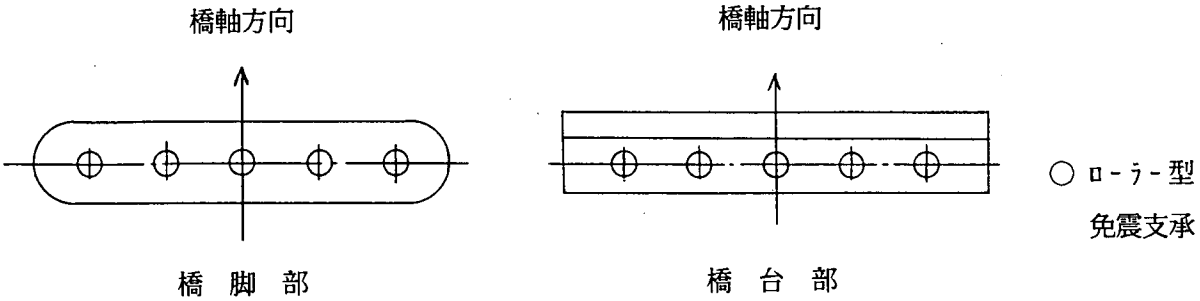
復元ゴム ―――――― 高減衰ゴム



形状・寸法　　単位：mm

	上 沓 平面形状	底 板 平面形状	高硬度 ローラー	復 元 ゴ ム	支 承 高 さ	基 数
橋 脚 部	460×590	830×1140	φ 80	300×432×71	440	5基
橋 台 部	280×350	830× 860	φ 80	300×432×71	400	5基

2．配置図



3．設計方法

1)高硬度ローラー

ローラーの直径はφ80とし、ローラーのピッチを105mmとして配置を決め、ローラーの耐荷力よりローラーの長さを求める。

$q = K \cdot r$

ここに、q ： ローラーの単位長さ当りの許容荷重（kgf/cm）
K ： 許容荷重係数（kgf/cm²） K＝310
r ： ローラーの半径（cm）

2)復元ゴム

高減衰ゴムを使用し、せん断ひずみに依存する等価剛性と等価減衰定数でモデル化する。設計法は、道路橋の免震設計法マニュアル(案)に従う。

①等価剛性

$$K_B = \frac{A \cdot G(\gamma)}{\Sigma t_e}$$

ここに、K_B ： 等価剛性（kgf/cm）　　Σt_e：ゴムの総厚さ（cm）
A ： 復元ゴムの面積（cm^2）　　γ ： ゴムのせん断ひずみ（%）
$G(\gamma)$： せん断弾性係数（kgf/cm^2）

$$G(\gamma) = 23 - 0.427\gamma + 5.045\times10^{-3}\gamma^2 - 2.779\times10^{-5}\gamma^3 + 5.768\times10^{-8}\gamma^4$$

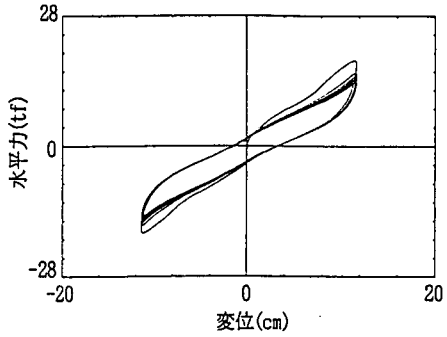
②等価減衰定数

$$h_B = 18.07 - 0.1689\gamma + 1.901\times10^{-3}\gamma^2 - 1.050\times10^{-5}\gamma^3 + 2.02\times10^{-8}\gamma^4$$

ここに、h_B ： 等価減衰定数

3)復元力特性

試験結果



4．特徴

(1)構造

① 常時の支承の機能は、道路橋に実績のある高硬度ローラーにて対処しているため安定している。

② 高硬度ローラーは、ころがり摩擦係数が低い値で安定しており、速度依存性もすくないのでアイソレーターとして適している。

③ 支承内に別個の部材で鉛直支持性能と復元性能、減衰性能を合せ持つコンパクトな装置である。

④ 既設橋への適用が比較的容易にできる構造である。

(2)機能

① アイソレーターとしての高硬度ローラーと復元性能、減衰性能を持つ復元ゴムが別個の部材として構成されているので鉛直方向と水平方向の設計を独立にできる利点がある。

② 鉛直荷重をローラーで支持しているため、上下振動がゴム支承に比べ少ない。

(3)モデル化

① ひずみに依存する剛性と減衰定数を簡単な等価式で表現でき、設計が容易である。

(4)メンテナンス

① 高硬度ローラーの材料はステンレス鋼であり、十分な防食性がある。その他の鋼製部材も現在の防食技術で十分対処できる。

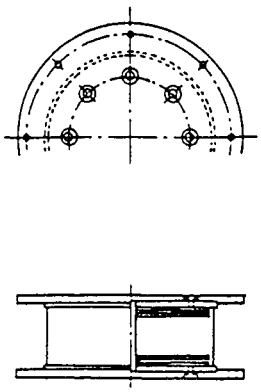
② 大地震等で免震性能の更新の必要性が生じた場合でも上部構造をジャッキアップすることなく復元ゴムを取り替えることができ、設計時と同等の性能を容易に確保することができる。

免震装置	積層ゴム＋鋼製ダンパー（リングダンパー）	西松建設㈱

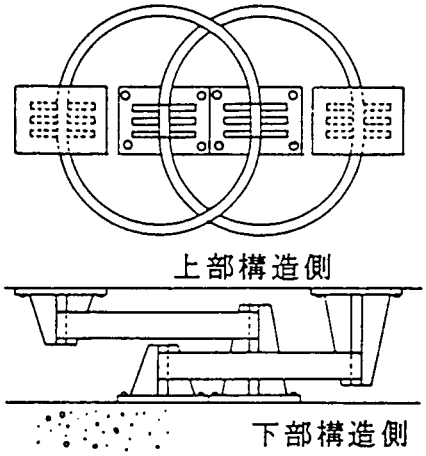
1．構成

積層ゴム ・・・・・・・・・ 天然ゴム系積層ゴムまたは高減衰ゴム

鋼製ダンパー ・・・・・・ ステンレス帯鋼を半円に曲げたものを２つ溶接したもの



積層ゴム



鋼製ダンパー

設計形状・材質

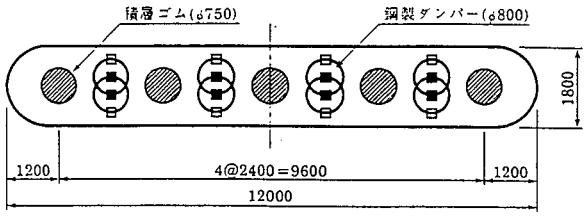
積層ゴム（既製品） 単位：ｃｍ

	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75	φ53
ゴム厚	0.48×24層	0.48×24層
鉄板厚	0.22×23層	0.30×23層
基数	5	5
材質	天然ゴム	天然ゴム

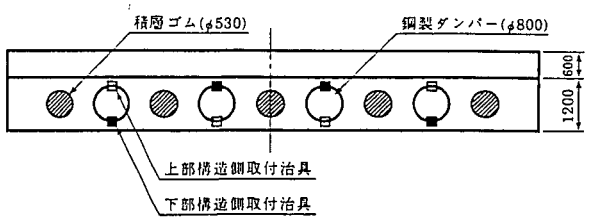
リングダンパー

	橋脚部	橋台部
リング径	φ 80	φ 80
リング肉厚	t = 3	t = 3
リング板幅	B = 10	B = 7.5
設置箇所	4箇所	4箇所
材質	SUS304	SUS304

2．配置図



橋脚部



橋台部

3．設計方法

(1) 積層ゴム

道路橋の免震設計法マニュアル(案)に従う。

(2) 鋼製ダンパー

復元力特性は、バイリニア型にモデル化される。リング径は、40cm, 60cm, 80cm, 100cmの４種類があり、その内60cmおよび80cmの場合の各物性値は下表の通りである。なお、K_1の値については、理論的な値を用いてもよい。一次剛性K_1，二次剛性K_2はリングの板幅に比例する。設計に際しては、適当な径のリングを選び、板幅を変えることによりK_1およびK_2の値を調節する。

リング径(cm)	K_1(tf/cm)	K_2(tf/cm)	降伏変位 δ_y(cm)	リング板厚３ｃｍ リング板幅５ｃｍ の場合。
６０	１１．７	０．６２	１．７８	
８０	４．９５	０．２８	３．１３	

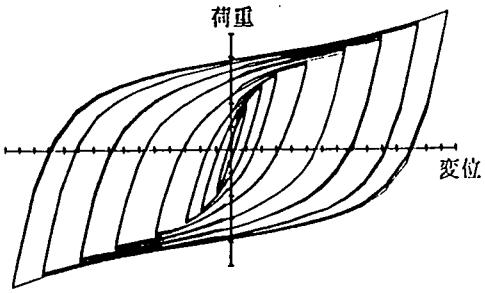
引張圧縮方向リングの剛性（弾性変形範囲での理論式）

$K=(1/A)\cdot(EI/R^3)$　　$A=(\pi/4-2/\pi)\fallingdotseq 0.149$

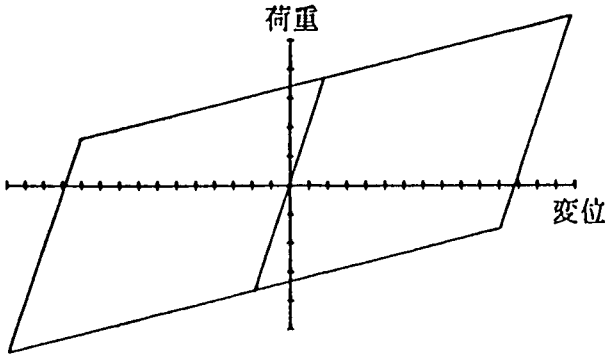
K ：リング１個あたりの剛性（引張圧縮方向）
E ：ヤング率
I ：リングの断面２次モーメント
R ：リングの半径

(3) 復元力特性

i)鋼製ダンパー

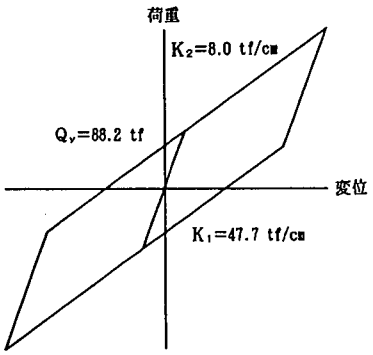


要素試験結果



バイリニアにモデル化した場合

ii)橋脚部



Q_y：降伏力(tf)
K_1：一次剛性(tf/cm)
K_2：二次剛性(tf/cm)

４．特徴

①独立したダンパーであるので、取り替えが容易である。また、既設橋への付設も可能である。

②ステンレス鋼を用いているため、耐候性に優れている。

③剛性の変化が滑らかである。

④リングの直径，板幅，板厚を変化させることによって性能の調節が可能である。

⑤取付点の変更，リング数の変更により、任意の方向性をもたせることができる。

⑥繰返し載荷試験結果より、温度依存性，振動数依存性がなく、安定した復元力特性が得られる。

⑦上下方向の振動に影響を与えない。

⑧動的特性は、静的載荷試験により求めることが可能。

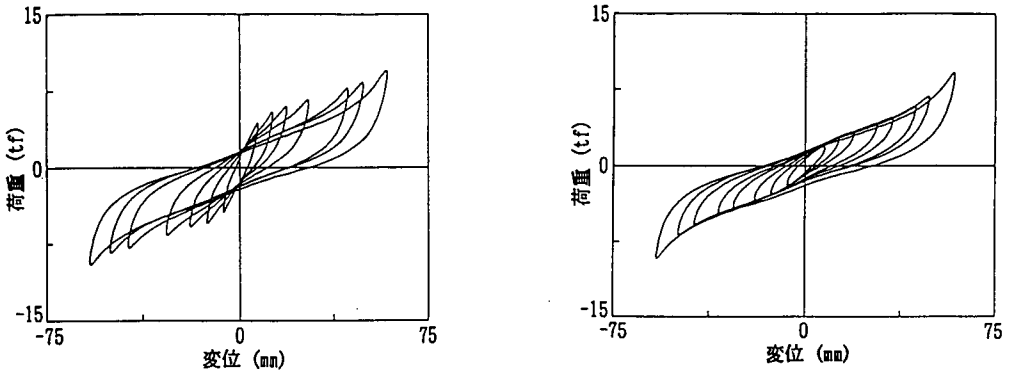
3.3.3　免震装置のモデル化の検討

(1) 高減衰ゴムのモデル化

高減衰ゴムの荷重－変位曲線において、考慮すべき特性として、1)最大経験ひずみ依存性、2)繰り返し回数依存性が挙げられる。設計において、これらの特性を反映したモデル化を提案し、その妥当性の検証について以下に述べる。

1)　最大経験ひずみ依存性

図－3.3.5に性能確認試験における初期加力時の荷重－変位曲線と200％のせん断ひずみを加えた後の荷重－変位曲線を示す。同図より明らかなように同じひずみにおいても過去に経験した最大ひずみの大きさによりその荷重－変位曲線が異なる。ここでは、これを最大経験ひずみ依存性と呼ぶ。

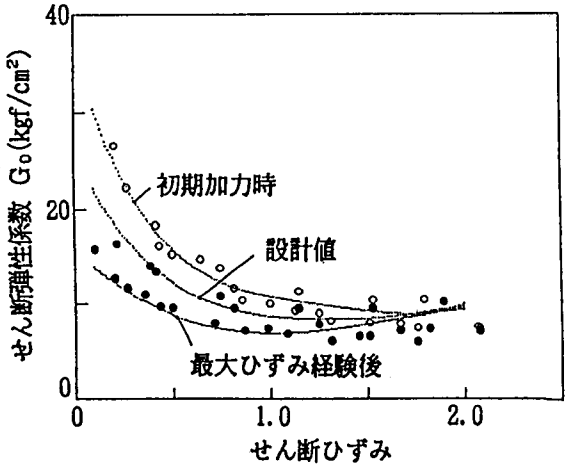


(a) 初期加力時　　(b) 200％のせん断ひずみ経験後

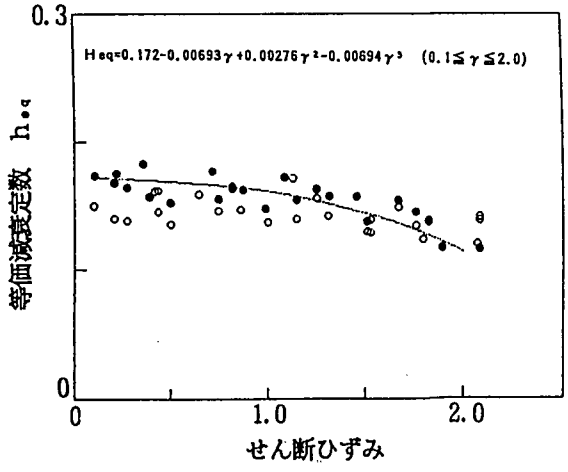
図－3.3.5　高減衰ゴムの荷重－変位曲線

高減衰ゴムの荷重－変位曲線を等価線形にモデル化し、等価剛性から求めたせん断弾性係数とせん断ひずみ、等価減衰定数とせん断ひずみの関係を図－3.3.6，3.3.7に示す。せん断弾性係数については、初期加力時と200％のせん断ひずみ経験後では違いが生じるが、等価減衰定数には、両者に大きな違いはみられない。

地震時の最大せん断ひずみを200％と仮定すれば、振動の過程においては両者間のいずれかの剛性値をとることになる。そこで、設計では両者の平均値をせん断弾性係数としている。その妥当性の検証を目的に地震応答解析を実施した。



図－3.3.6　せん断弾性係数とせん断ひずみの関係



図－3.3.7　等価減衰定数とせん断ひずみの関係

解析モデルは、単独橋脚多質点モデルとし、宮川橋のP_1橋脚の諸元を用いた。（図－3.3.8，表－3.3.4参照）。解析対象は、橋軸方向とした。

入力波は、Ⅰ～Ⅲ種地盤用の模擬地震波（震度法レベル、保有水平耐力法レベル）とした。

解析に用いた免震装置の特性値として、初期加力剛性、設計剛性、最大ひずみ経験後の剛性の３種類とした。設計剛性は、初期加力剛性と最大ひずみ経験後の剛性の平均値とした。

解析方法は、図－3.3.9の解析フローチャートに示すように等価線形解析と非線形解析を行い、繰り返し計算により応答を求めた。

解析結果を表－3.3.5～3.3.10に示す。等価線形解析と非線形解析の解析結果を比較すると、等価線形解析が大きめの応答値を示す。図－3.3.10，3.3.11に示した地盤種別と最大応答値の関係からも地盤種別に関係なく、同様の傾向を示した。

震度法レベルの解析結果では、最大ひずみ経験後の剛性を用いたときの応答変位は、設計剛性を用いたときより大きくなる。これは、せん断ひずみの小さな範囲においては、両者の剛性の差が大きくなったものと考えられる。しかし、上部構造の加速度については、10%程度の差異である。

保有水平耐力法レベルの解析結果では、応答変位が大きくなりせん断ひずみに換算してが200%を越えた。この範囲においては、３者の剛性を同一としており、応答に差は生じない。すなわち、せん断ひずみ200%付近では３者の剛性差は少なくなり、初期加力剛性および最大ひずみ経験による剛性低下が応答に与える影響は少ないものと考えられる。

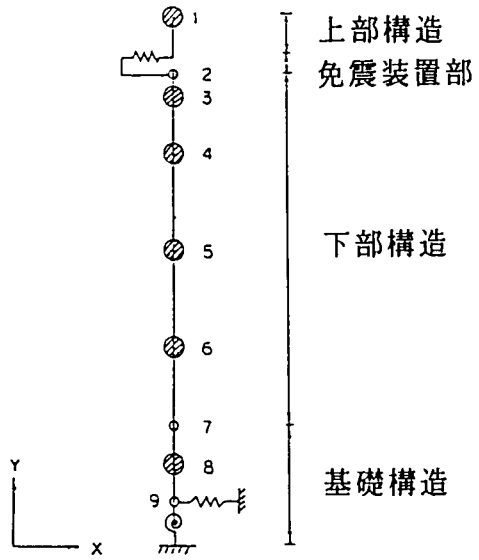
これらの結果を要約すると、

① 震度法レベル（せん断ひずみの小さい範囲）では、免震装置の応答変位が経験ひずみによる剛性低下の影響を受けることがわかった。

② 上部構造の加速度は、10%程度の差異であり、剛性の違いが応答に与える影響は少ない。

③ せん断ひずみが200%程度となる保有水平耐力法レベルでは、３者の剛性の差が少なくなり、剛性の違いが応答に与える影響は少ないと思われる。

④ 以上のことから、初期加力剛性と最大ひずみ経験後の剛性の平均値とした設計剛性が、設計上実用的な方法であることが確認できた。



図－3.3.8　解析モデル

表－3.3.4　物性値

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点重量 (t)
1	0.0	13.0	501.50
2	0.0	11.0	0.00
3	0.0	10.5	52.26
4	0.0	9.0	109.99
5	0.0	6.5	104.40
6	0.0	4.0	113.69
7	0.0	2.0	0.00
8	0.0	1.0	318.75
9	0.0	0.0	0.00

支点バネ条件

節点番号	水平バネ定数 (t/m)	回転バネ定数 (tm/rad)
9	2.261×10^{5}	2.770×10^{6}

部材データ

部材番号	I端	J端	断面積A (m^2)	I_z (m^4) (震度法)	I_z (m^4) (保有耐力法)
1	1	2	——	——	——
2	2	3	20.904	5.472	2.573
3	3	4	20.904	5.310	2.497
4	4	5	18.205	4.743	2.231
5	5	6	15.205	3.933	1.850
6	6	7	13.704	3.528	1.659
7	7	8	999.0	999.0	999.0
8	8	9	999.0	999.0	999.0

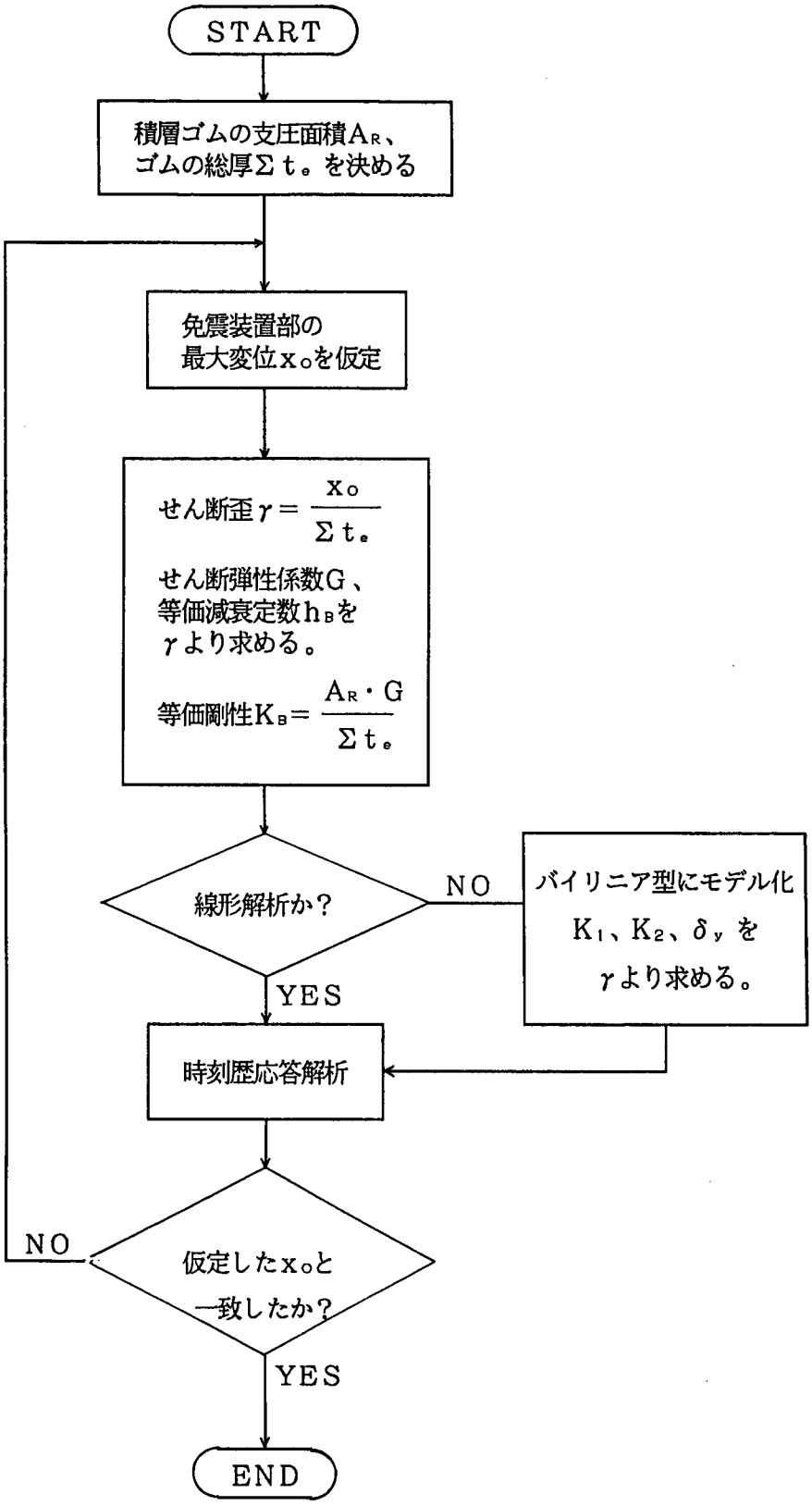
ヤング係数　$E=2.6\times10^{6}$ (t/m^2)

免震装置の形状寸法

平面形状(鋼板)	55×55cm
中抜き径	φ12cm
有効支圧面積	2912cm^2
ゴム厚	2.5cm×2層
鋼板厚	0.5cm×1枚
基数	5基

各構造要素の減衰定数

構造要素	減衰定数h (震度法)	減衰定数h (保有水平耐力法)
上部構造	0.03	0.03
免震装置部	——	——
下部構造	0.05	0.05
基礎構造	0.10	0.10



図－3.3.9　解析フローチャート

表－3.3.5　非線形解析結果（Ⅰ種地盤）

入力レベル / 応答値	震度法			保有水平耐力法
	設計剛性 G_s	初期加力剛性 G_i	ひずみ経験後の剛性 G_d	設計剛性 G_s
免震装置部の変位 X_0（cm）	2．58	1．77	3．68	11．5
一次剛性 K_1（t／cm）	93．1	139．1	64．7	74．3
二次剛性 K_2（t／cm）	24．0	38．2	15．1	25．2
免震装置の降伏変位 δ_y（cm）	0．42	0．33	0．48	1．24
上部構造加速度（gal）	163．6	170．4	149．6	630．1

表－3.3.6　等価線形解析結果（Ⅰ種地盤）

入力レベル / 応答値	震度法			保有水平耐力法
	設計剛性 G_s	初期加力剛性 G_i	ひずみ経験後の剛性 G_d	設計剛性 G_s
免震装置部の変位 X_0（cm）	2．77	1．78	4．00	11．9
等価剛性 K_B（t／cm）	33．9	56．6	20．9	30．9
等価減衰定数 h_B	0．168	0．170	0．165	0．095
上部構造加速度（gal）	177．3	175．8	160．4	686．7

表－3.3.7　非線形解析結果（Ⅱ種地盤）

入力レベル / 応答値	震度法			保有水平耐力法
	設計剛性 G_s	初期加力剛性 G_i	ひずみ経験後の剛性 G_d	設計剛性 G_s
免震装置部の変位 X_0（cm）	2．94	2．51	4．22	12．5
一次剛性 K_1（t／cm）	89．6	120．5	66．2	82．8
二次剛性 K_2（t／cm）	22．5	31．4	14．6	26．5
免震装置の降伏変位 δ_y（cm）	0．44	0．41	0．49	1．09
上部構造加速度（gal）	173．3	211．7	163．1	701．1

表－3.3.8　等価線形解析結果（Ⅱ種地盤）

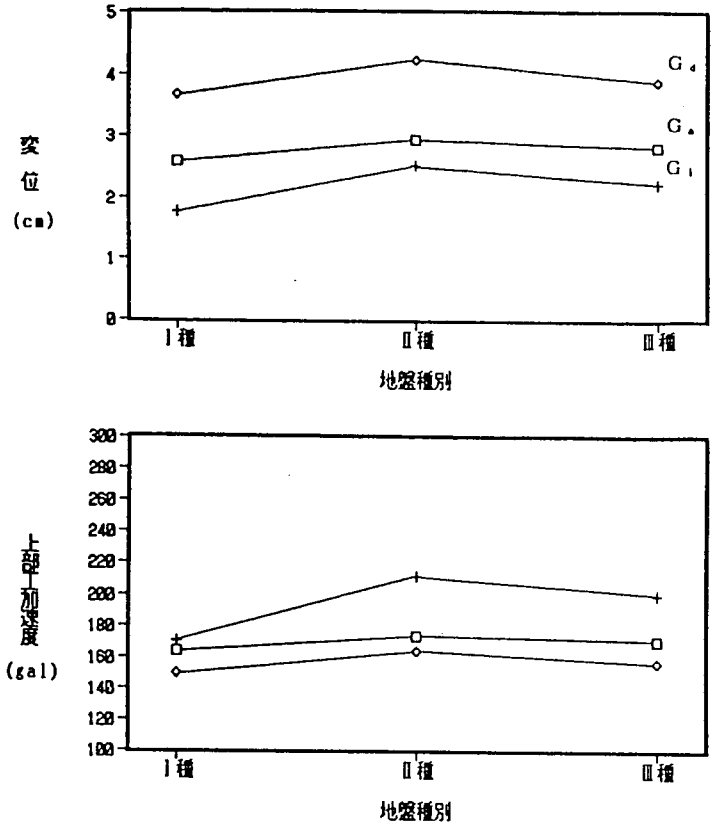
入力レベル / 応答値	震度法			保有水平耐力法
	設計剛性 G_a	初期加力剛性 G_i	ひずみ経験後の剛性 G_d	設計剛性 G_a
免震装置部の変位 X_o（cm）	3．41	2．11	4．78	13．8
等価剛性 K_B（t／cm）	30．1	51．3	20．0	32．3
等価減衰定数 h_B	0．166	0．169	0．162	0．082
上部構造加速度（gal）	190．2	197．5	183．0	811．1

表－3.3.9　非線形解析結果（Ⅲ種地盤）

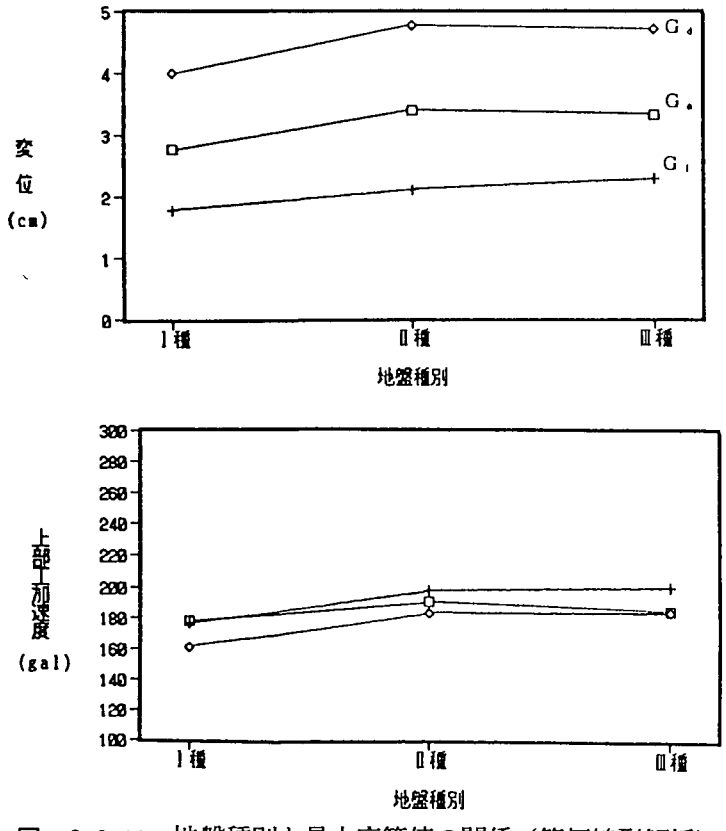
入力レベル / 応答値	震度法			保有水平耐力法
	設計剛性 G_a	初期加力剛性 G_i	ひずみ経験後の剛性 G_d	設計剛性 G_a
免震装置部の変位 X_o（cm）	2．80	2．22	3．87	11．7
一次剛性 K_1（t／cm）	90．8	126．8	65．0	75．1
二次剛性 K_2（t／cm）	23．1	33．8	14．9	25．5
免震装置の降伏変位 δ_y（cm）	0．43	0．38	0．48	1．23
上部構造加速度（gal）	170．2	199．5	155．8	643．3

表－3.3.10　等価線形解析結果（Ⅲ種地盤）

入力レベル / 応答値	震度法			保有水平耐力法
	設計剛性 G_a	初期加力剛性 G_i	ひずみ経験後の剛性 G_d	設計剛性 G_a
免震装置部の変位 X_o（cm）	3．34	2．28	4．73	15．0
等価剛性 K_B（t／cm）	30．5	48．7	20．0	32．8
等価減衰定数 h_B	0．167	0．169	0．162	0．077
上部構造加速度（gal）	184．4	199．6	183．5	895．3



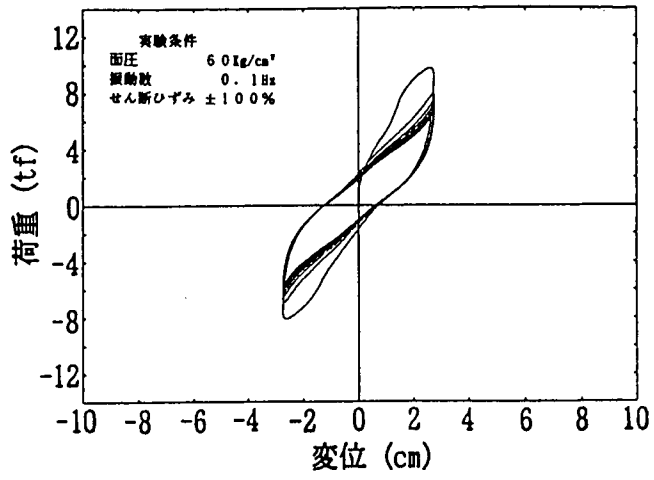
図－3.3.10　地盤種別と最大応答値の関係（非線形解析）



図－3.3.11　地盤種別と最大応答値の関係（等価線形解析）

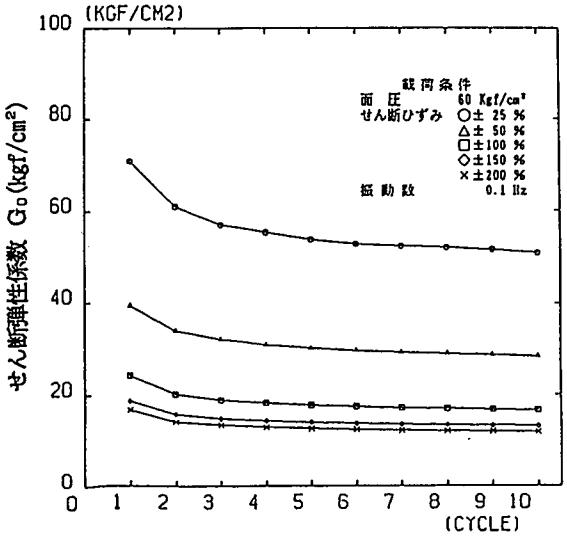
2) 繰り返し回数依存性

図－3.3.12に性能確認試験における繰り返し載荷での荷重－変位曲線を示す。同図より明らかなように、繰り返し回数の増加により剛性が低下していることがわかる。ここでは、これを繰り返し回数依存性と呼ぶ。

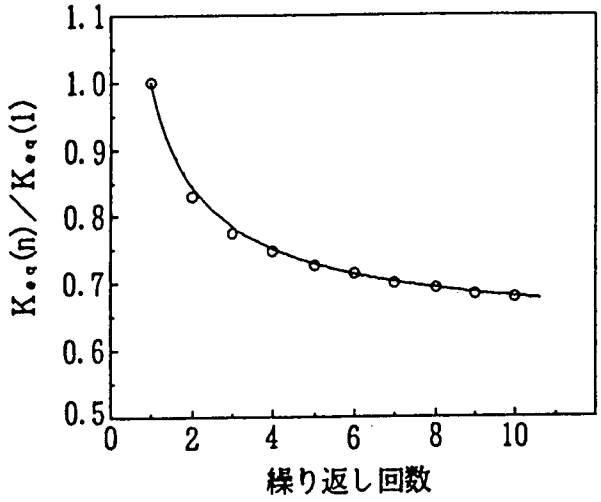


図－3.3.12 高減衰ゴムの繰り返し載荷の荷重－変位曲線

図－3.3.13に繰り返し回数とせん断弾性係数の関係を示す。同図よりせん断ひずみの異なる試験においても繰り返しによるせん断弾性係数の低下には同様の傾向があり、ここではせん断ひずみ100％での試験結果を用いた。さらに、図－3.3.14に図－3.3.13の試験結果から求めた繰り返し回数と剛性低下の関係を示す。ここで図中に実線で示したものは、試験から求めた剛性低下の回帰曲線である。



図－3.3.13 試験結果



図－3.3.14 繰り返し回数と剛性低下の関係

設計においては、繰り返しによる剛性の低下が安定した３回目のせん断弾性係数を用いている。その妥当性の検証を目的に地震応答解析を実施した。

解析に用いた免震装置の特性値として、初期加力剛性、設計剛性、繰り返しによる剛性低下を考慮したものの３種類とした。ここで、繰り返し回数による剛性低下を考慮したモデル化をサイクリック・ディグレイディングモデル（以下、ｻｲｸﾘｯｸﾓﾃﾞﾙと呼ぶ）で表し、以下にこのモデルの４つルールを示す。

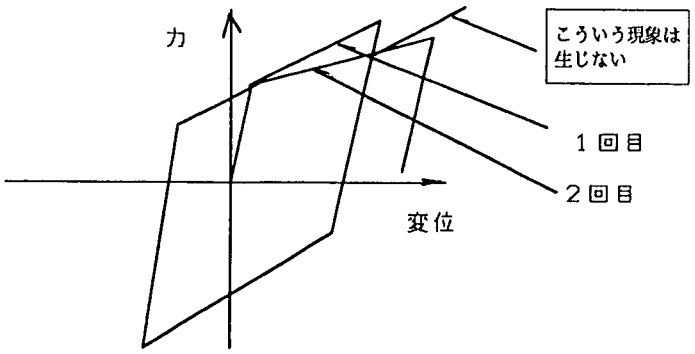
(1)繰り返し回数ｎによる剛性低下率ｆ（ｎ）は次式に従い、一次剛性K_1および二次剛性K_2にそれぞれかかることとする。

$$f(n)=0.4n^{-0.7}+0.6 \quad (ルール(1))$$

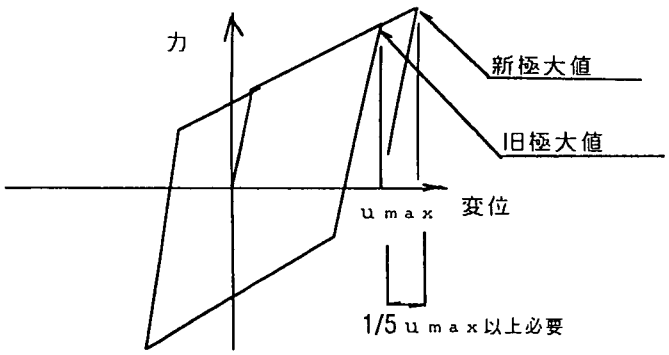
(2)新たなひずみ領域に行ったとき、剛性の復活は生じないものとする。（下図①参照）

(3)最大振幅の１．２倍を超えると新たな最大値とする。（下図②参照）

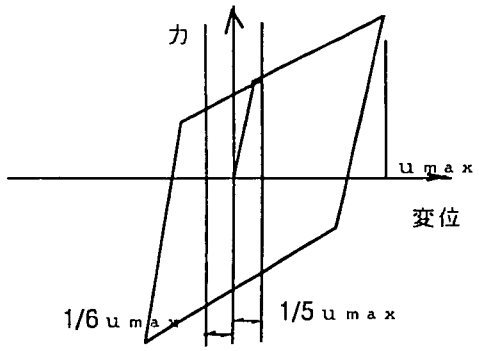
(4)変位の逆側で最大振幅の1/6以上、同じ側で1/5を超えた場合、１回の繰り返しとしてカウントされる。（下図③参照）



①ルール(2)



②ルール(3)



③ルール(4)

図－3.3.15　サイクリック・ディグレイディングモデルの概要

解析モデルは、平成２年度の解析モデルを参考にして、図－3.3.16に示すような１質点系１自由度系の構造モデルとする。

解析に用いた免震装置の特性値は、以下の３種類の方法により設定する。また、入力地震動は保有水平耐力法レベルの地震波（Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ種地盤用）とする。

解析ケースを表－3.3.11に示す。

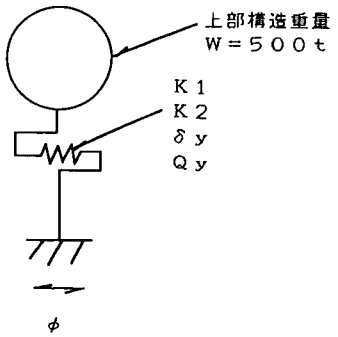
(1)バイリニアモデル（初期剛性）

$K_1=10000$ tf/m

$K_2=2000$ tf/m

$\delta_y=0.006$ m

$Q_y=60$ tf



図－3.3.16　解析モデル

(2)バイリニアモデル（設計剛性）

設計剛性値として、3回目の繰り返し剛性を用いる。

$f(3)=0.4\times3^{-0.7}+0.6=0.785$

$K_1=10000\times0.785=7850$ tf/m

$K_2=2000\times0.785=1570$ tf/m

$\delta_y=0.006$ m（変化しない）

$Q_y=60\times0.785=47.1$ tf

(3)ｻｲｸﾘｯｸ･ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾊﾞｲﾘﾆｱﾓﾃﾞﾙ

K_1、K_2およびQ_yを前述の剛性低下式に従って低下させる。ただし、δ_yは変化しないものとする。

表－3.3.11　解析ケース

地盤種別	バイリニアモデル		ｻｲｸﾘｯｸﾓﾃﾞﾙ
	初期剛性	設計剛性	
Ⅰ種地盤	CASE-A1	CASE-B1	CASE-C1
Ⅱ種地盤	CASE-A2	CASE-B2	CASE-C2
Ⅲ種地盤	CASE-A3	CASE-B3	CASE-C3

解析結果を表－3.3.12に示す。Ⅰ種地盤の入力地震動は、主要動までに大振幅の繰り返し回数が少なく、繰り返しによる剛性低下が応答変位に与える影響は少ないと考えられる。逆にⅡ～Ⅲ種地盤の入力地震動は、大振幅の繰り返し回数が多いために剛性の低下が大きくなり、繰り返しによる剛性低下を考慮したときの応答変位は、設計剛性を用いた場合よりも30%程度大きくなる可能性がある。

また、応答加速度、水平力については、Ⅰ～Ⅲ種地盤のどの地盤においても、3者による応答に大きな差がない。これは、設計に用いる剛性に比べて大きな剛性（初期加力剛性）が、上部構造、下部構造の設計に対して大きな影響を与えることはないと考えられる。

表－3.3.18の時刻歴波形を見てもわかるように、Ⅲ種地盤の入力地震動は、大振幅の繰り返しが多い。その結果、剛性低下を考慮した解析では、繰り返しによる剛性の低下が大きくなり、最大応答変位の発生時刻が他の2者に比べて遅くなっているのが特徴である。

以上を要約すると、

① Ⅰ種地盤においては、繰り返しによる剛性低下が応答変位に与える影響は少ない。

② 逆にⅢ種地盤になると、その影響が大きくなる。

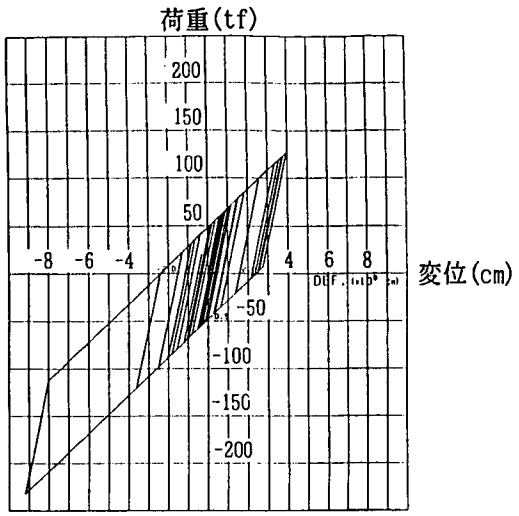
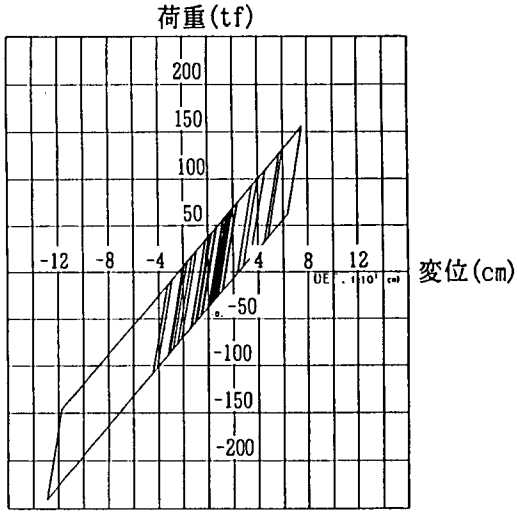
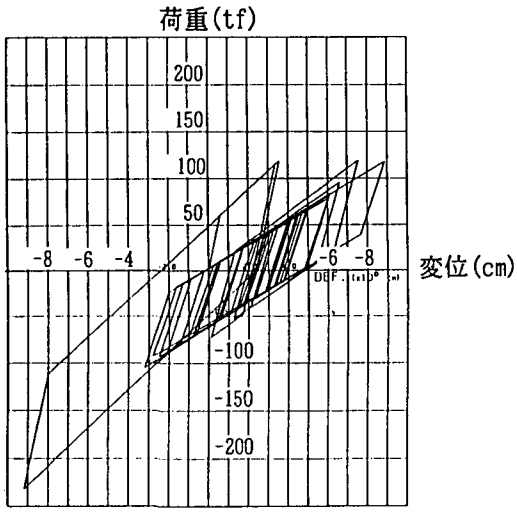
③ 応答加速度、水平力には違いがなく、設計に用いる剛性より大きな初期加力時の剛性が、上・下部構造の設計に影響を及ぼすことはないと考えられる。

④ 以上のことから、繰り返し3回での剛性を設計剛性として用いることは、設計上特に問題はないと考えられる。しかし、繰り返しによる剛性の低下が大きいものについては、変位に対して若干の注意を要する必要がある。

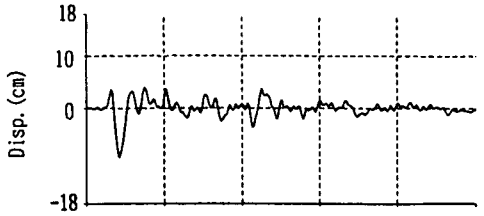
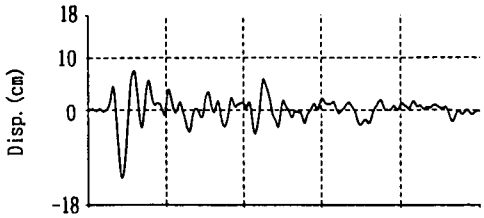
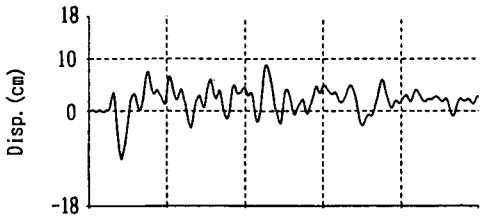
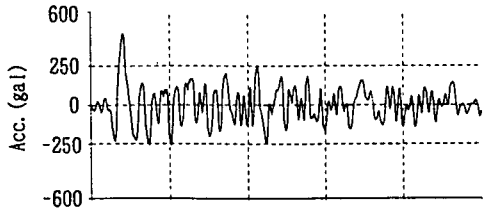
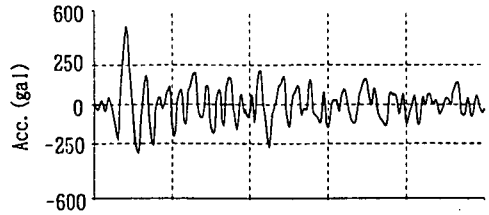
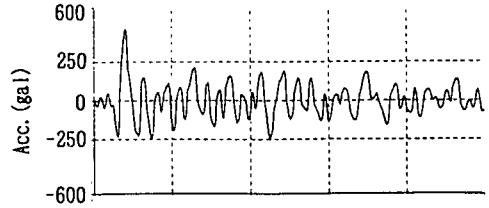
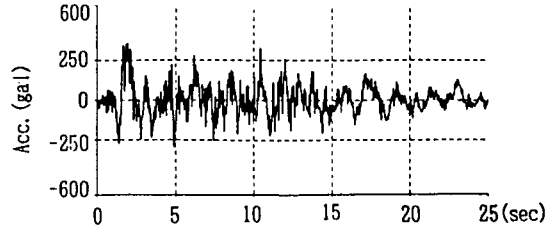
表－3.3.12　解析結果（最大応答値）

地盤種別 入力加速度	応答値	バイリニアモデル		ｻｲｸﾘｯｸﾓﾃﾞﾙ
		初期剛性	設計剛性	
Ⅰ種地盤 αmax=360gal	変　位（cm）	9.2	12.9	9.2
	加速度（gal）	462	498	462
	水平力（tf）	232	241	232
Ⅱ種地盤 αmax=417gal	変　位（cm）	11.6	15.5	17.6
	加速度（gal）	567	588	552
	水平力（tf）	280	282	265
Ⅲ種地盤 αmax=443gal	変　位（cm）	9.2	13.8	18.5
	加速度（gal）	466	526	522
	水平力（tf）	232	254	250

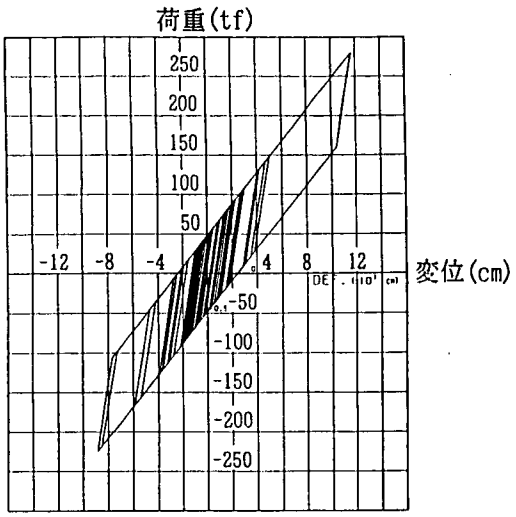
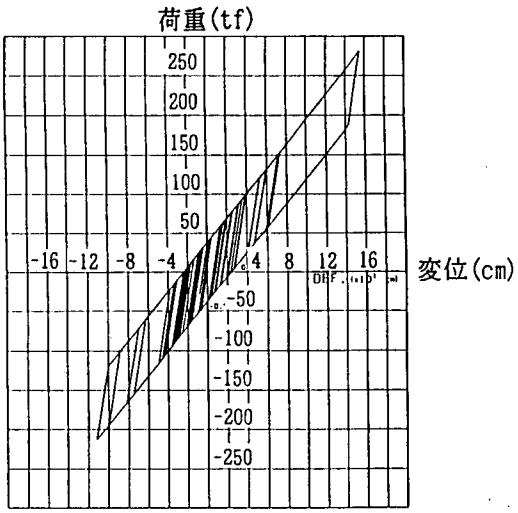
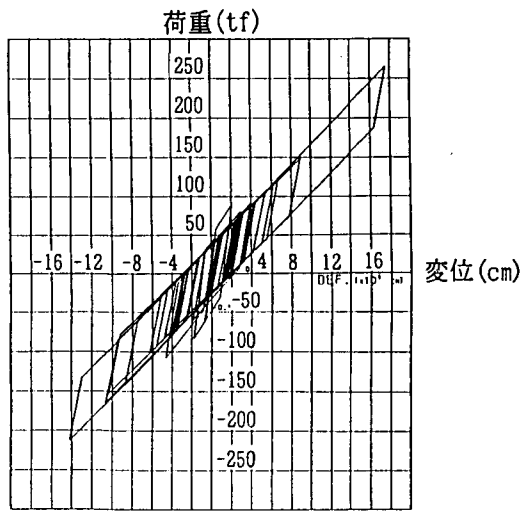
表－3.3.13　履歴曲線（Ⅰ種地盤）

初期加力剛性を用いた場合	
設計剛性を用いた場合	
ｻｲｸﾘｯｸ･ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	

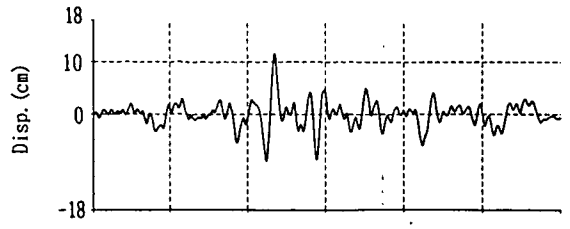
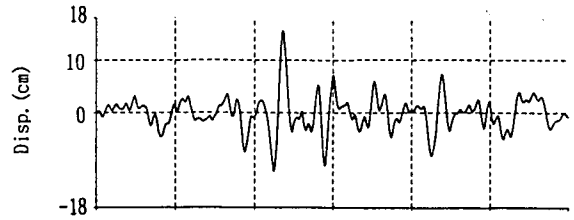
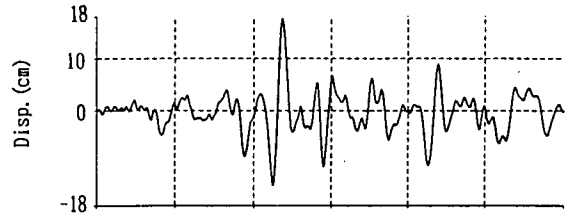
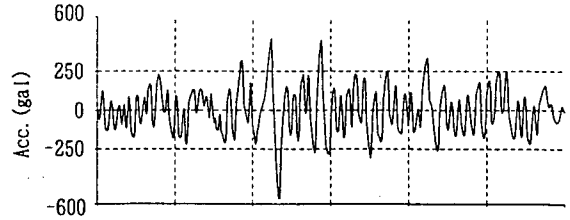
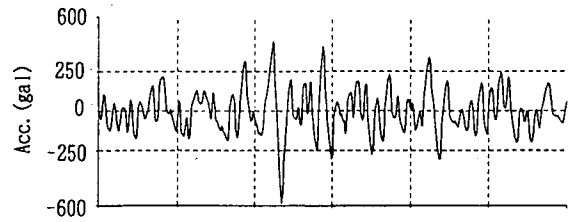
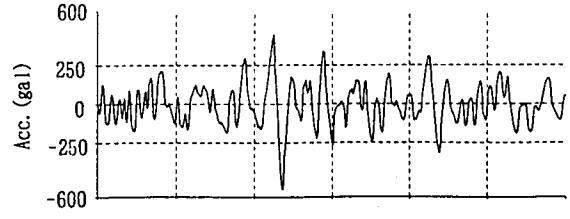
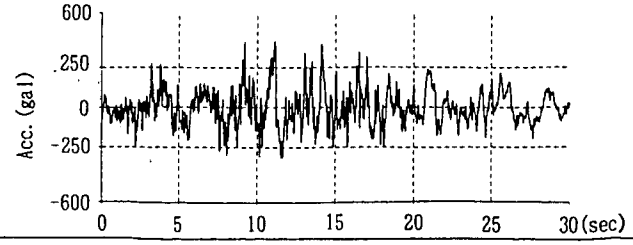
表－3.3.14　応答波形（Ⅰ種地盤）

変位	初期加力剛性を用いた場合	
	設計剛性を用いた場合	
	ｻｲｸﾘｯｸ・ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	
加速度	初期加力剛性を用いた場合	
	設計剛性を用いた場合	
	ｻｲｸﾘｯｸ・ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	
入力波		

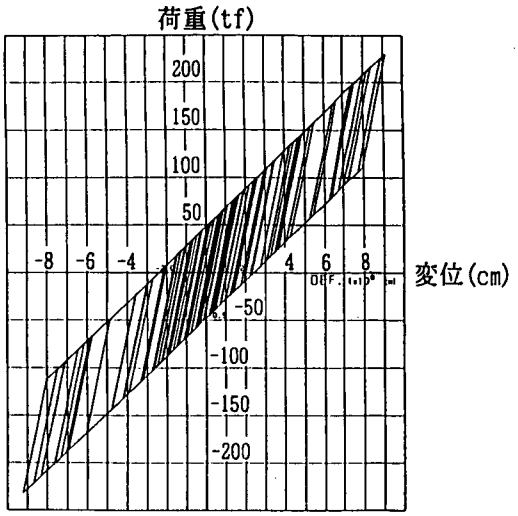
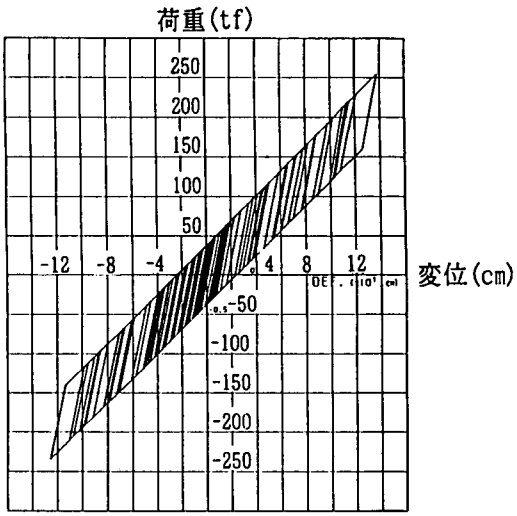
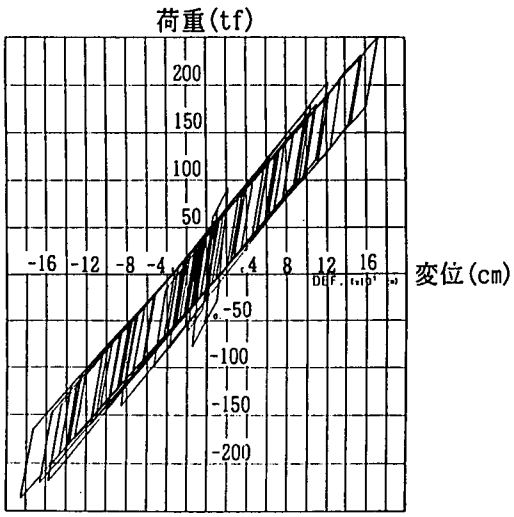
表－3.3.15　履歴曲線（Ⅱ種地盤）

初期加力剛性を用いた場合	
設計剛性を用いた場合	
ｻｲｸﾘｯｸ･ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	

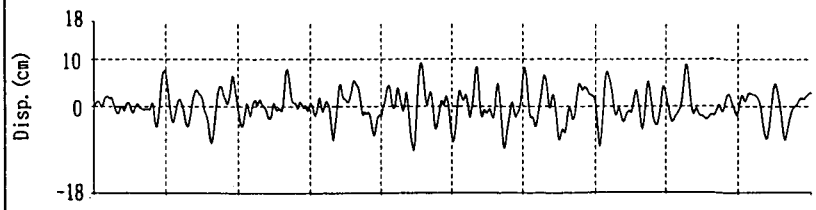
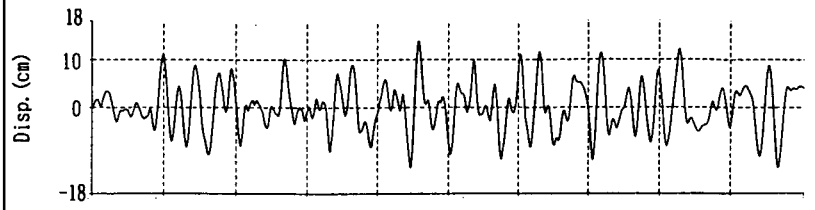
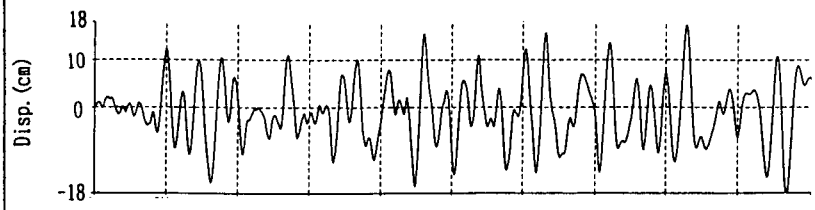
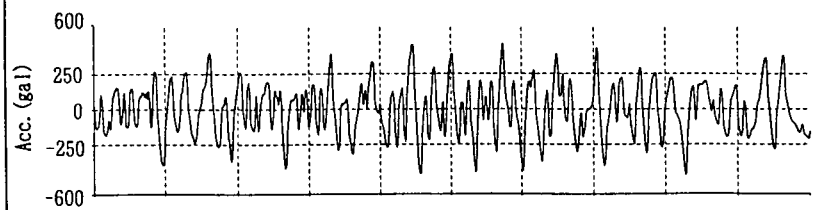
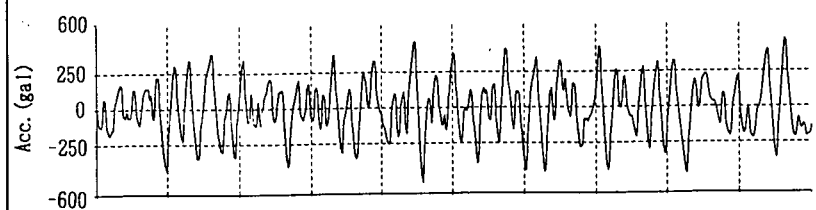
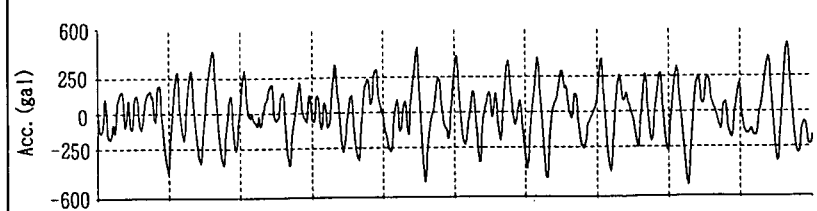
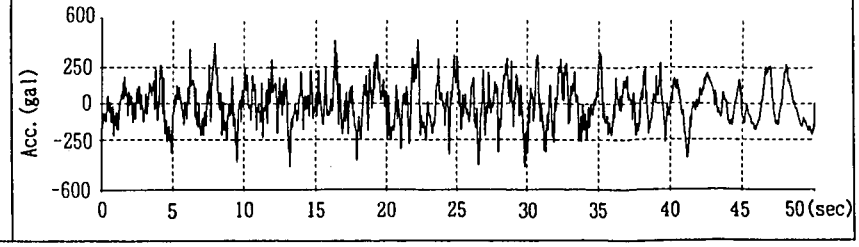
表－3.3.16　応答波形（Ⅱ種地盤）

変位	初期加力剛性を用いた場合	
	設計剛性を用いた場合	
	ｻｲｸﾘｯｸ･ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	
加速度	初期加力剛性を用いた場合	
	設計剛性を用いた場合	
	ｻｲｸﾘｯｸ･ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	
入力波		

表－3.3.17　履歴曲線（Ⅲ種地盤）

初期加力剛性を用いた場合	
設計剛性を用いた場合	
ｻｲｸﾘｯｸ･ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	

表－3.3.18　応答波形（Ⅲ種地盤）

変位	初期加力剛性を用いた場合	
	設計剛性を用いた場合	
	ｻｲｸﾘｯｸ・ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	
加速度	初期加力剛性を用いた場合	
	設計剛性を用いた場合	
	ｻｲｸﾘｯｸ・ﾃﾞｨｸﾞﾚｲﾃﾞｨﾝｸﾞﾓﾃﾞﾙを用いた場合	
入力波		

(2) 鉛プラグ入り積層ゴムのモデル化

1) 現在の算定式

鉛プラグ入り積層ゴム支承の荷重－変位曲線は、バイリニア型にモデル化している。その特性値、降伏荷重、二次剛性の算定方法は「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」によると以下の通りである。

$$Q_d = q_0 \cdot A_P \quad \text{----------(3.3.3)}$$

$$K_2 = K_R (1 + 12 A_P / A_R) \quad \text{----------(3.3.4)}$$

$$K_1 = 6.5 \cdot K_2 \quad \text{----------(3.3.5)}$$

ここに、Q_d：鉛の降伏荷重 (kgf)
q_0：鉛の降伏時のせん断応力度 (＝78 kgf/cm²)
A_P：鉛の断面積 (cm²)
A_R：ゴムの支圧面積 (cm²)
K_2：二次剛性 (kgf/cm)
K_1：一次剛性 (kgf/cm)
K_R：ゴムの水平剛性 (kgf/cm)

このときの等価剛性、等価減衰定数は下式で表される。

$$K_B = K_2 + Q_d / u \quad \text{----------(3.3.6)}$$

$$h_B = \frac{2 Q_d \{u + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi u (Q_d + u K_2)} \quad \text{----------(3.3.7)}$$

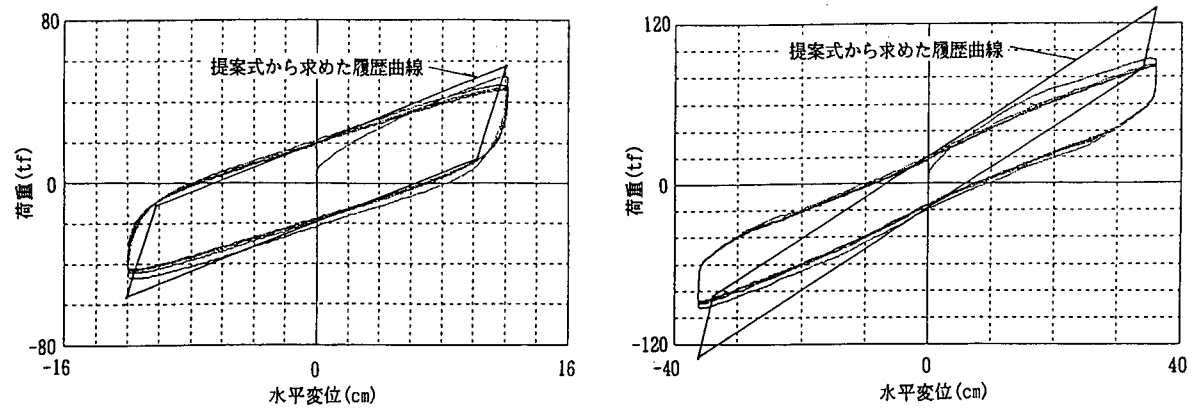
しかし、その後行われた鉛プラグ入り積層ゴム支承の性能確認試験により、これらの算定式による値と試験値の間に以下の傾向があることがわかった。図－3.3.17に算定式によるモデル化と試験結果の比較の一例を示す。

①降伏荷重時の鉛のせん断応力度q_0は「ガイドライン(案)」の算定式よりも10%程度大きい。

②支承のせん断ひずみ(γ)が小さい（震度法レベル）範囲では、「ガイドライン(案)」の算定式が比較的よく一致する。

③二次剛性K_2は必ずしも一定ではなく、せん断ひずみ(γ)が50%を越えるあたりから「ガイドライン(案)」の算定式による値よりも低下する傾向にある。

これらの結果をもとに、「ガイドライン(案)」の算定式にかわり、新たな算定式を提案した。



(a) せん断ひずみ50%　　(b) せん断ひずみ150%

図－3.3.17 現在の算定式と試験結果の比較

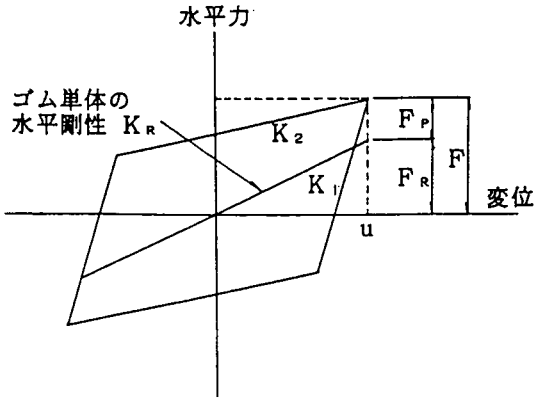
2) 提案式

a．鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力

鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力をゴムと鉛プラグの復元力の和として式(3.3.8)で評価する。

$$F = F_R + F_P \quad \text{----------(3.3.8)}$$

ここに、F ：鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力 (kgf)
F_R：ゴムが負担する復元力 (kgf)
F_P：鉛プラグが負担する復元力 (kgf)



図－3.3.18 鉛プラグ入り積層ゴム支承のバイリニアモデル

ゴムが負担する復元力は、積層ゴム支承の算定式からゴムの水平剛性を用い、F_Rは次式で表される。

$$F_R = K_R \cdot u \quad \text{----------(3.3.9)}$$

$$K_R = \frac{A_R G}{\Sigma t_e} \quad \text{----------(3.3.10)}$$

ここに、K_R ：ゴム単体の水平剛性 (kgf/cm)
u ：水平変位 (cm)
A_R ：ゴムの支圧面積 (cm^2)
G ：ゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
Σt_e：ゴムの総厚 (cm)

鉛プラグのせん断応力度は、前算定式では一定値としていたが、ここではひずみに依存した値をとるものとする。

$$F_P = A_P \cdot q \quad \text{----------(3.3.11)}$$

ここに、A_P ：鉛プラグの断面積 (cm^2)
q ：鉛プラグのせん断応力度 (kgf/cm^2)

降伏荷重Q_dを鉛プラグの断面積A_Pで除したものを降伏時せん断応力度q_0と定義すれば、降伏荷重Q_dは次式で表わされる。

$$Q_d = A_P \cdot q_0 \quad \text{----------(3.3.12)}$$

以下、二次剛性、一次剛性は次式で算定される。

$K_2 = (F - Q_d) / u$ ----------(3.3.13)

$K_1 = 6.5 K_2$ ----------(3.3.14)

同様に、等価剛性、等価減衰定数は式(3.3.6)、(3.3.7)で算定する。

b．鉛のせん断応力度

鉛のせん断応力度qおよびq_0の値を既往の試験結果から推定した。鉛プラグに発生するせん断応力度を直接推定できないので、鉛プラグが負担する水平力を、ゴムが負担する水平力が式(3.3.7)で既知とし式(3.3.15)で求めた。

$F_P = F - F_R$ ----------(3.3.15)

$q = F_P / A_P$ ----------(3.3.16)

$q_0 = Q_d / A_P$ ----------(3.3.17)

ここに、F ：鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力 (kgf)
F_R：ゴムが負担する復元力 (kgf)
F_P：鉛プラグが負担する復元力 (kgf)
q ：鉛プラグのせん断応力度 (kgf/cm^2)
q_0：鉛の降伏時のせん断応力度 (kgf/cm^2)
A_P：鉛プラグの断面積 (cm^2)
Q_d：鉛の降伏荷重 (kgf)

表－3.3.19に供試体のデータ、表－3.3.20に既往の試験結果から求めた特性値を示す。また、図－3.3.19は、鉛プラグの応力度とせん断ひずみの関係を示す。図中に実線で示したものは、試験結果から求めた回帰曲線である。

以上から求められたqの回帰式、q_0の値は以下の通りである。

①q (kgf/cm^2)は近似的に次式で与えられる。

$q = -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0$ $(0 \leqq \gamma < 0.5)$ ------(3.3.18)

$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0$ $(0.5 \leqq \gamma < 2.0)$ ------(3.3.19)

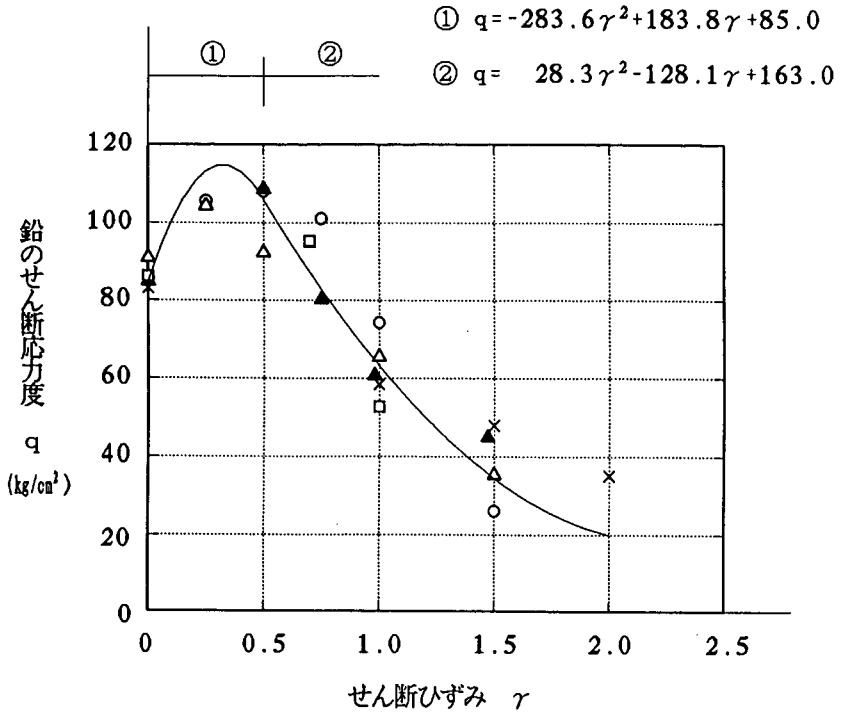
$q = 20.0$ $(2.0 \leqq \gamma)$ ------(3.3.20)

②$q_0 = 85.0 kgf/cm^2$

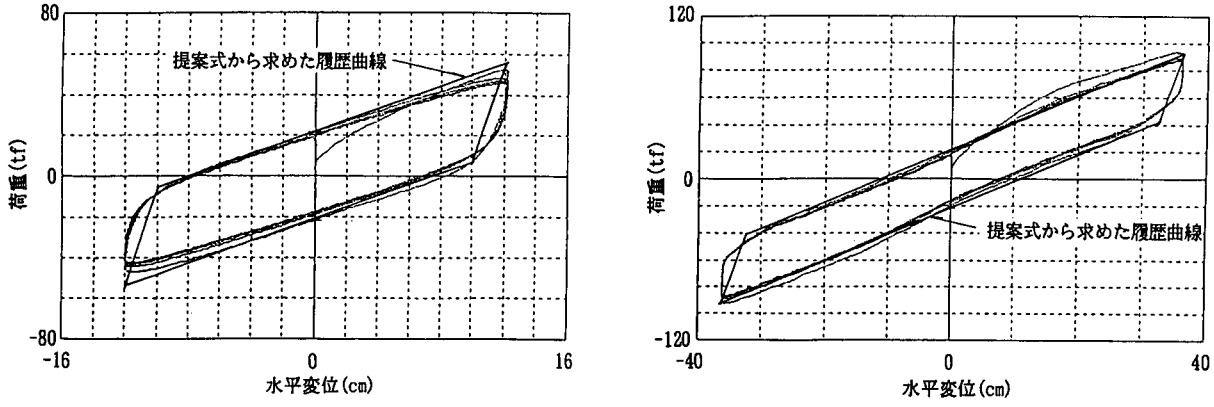
3) 新しい提案式と実測値の比較

提案式から求めた値と実測値を比較してみると、復元力Fおよび等価剛性K_Bは10%程度の差異で実測値と一致している。等価減衰定数h_Bは、実測値に比べ若干小さめに評価しているものが多いが、これは、提案式では履歴曲線を有線と仮定しているためである。

図－3.3.20に提案式によるモデル化と試験結果の荷重－変位曲線の比較を示す。提案式によるモデルが試験結果とよく一致しており、提案式が十分に実用的であることがわかる。



図－3.3.19　鉛プラグのせん断応力度とせん断ひずみの関係



(a) せん断ひずみ50%　　(b) せん断ひずみ150%

図－3.3.20　提案した算定式と試験結果の比較

表－3.3.19　供試体データ

ｻﾝﾌﾟﾙ	ゴムの形状 (mm)	ゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm²)	鉛の形状 (mm)	試験条件		
				面　圧 (kgf/cm²)	せん断ひずみ (%)	変　位 (cm)
A	φ720×186 (Σt_e=31層×6)	6．0	1－φ100	42	25 50 75 100 150	4．7 9．3 14．0 18．6 27．9
B	φ1320×248 (Σt_e=31層×8)	8．3	1－φ230	62	25 50 100 150	6．2 12．4 24．8 37．2
C	□450×550×110 (Σt_e=10層×11)	10．0	4－φ70	65	50 75 98 147	5．5 8．3 10．8 16．2
D	□350×350×60 (Σt_e=8層×7.5)	6．5	4－φ45	54	70 100	4．2 6．0
E	φ1120×240 (Σt_e=30層×8)	5．5	1－φ180	65	100 150 200	24．0 36．0 48．0

表－3.3.20　既往の試験データ

ｻﾝﾌﾟﾙ	試　験　結　果						
	q_0 (kgf/cm²)	F (tf)	F_R (tf)	F_P (tf)	q (kgf/cm²)	K_B (tf/cm)	h_B (%)
A	74．1 84．9 90．2 87．1 91．8	13．96 19．81 24．92 28．46 35．99	5．66 11．31 16．97 22．62 33．93	8．31 8．50 7．96 5．84 2．06	105．8 108．2 101．3 74．4 26．2	2．97 2．13 1．78 1．53 1．29	23．6 21．0 18．5 16．8 14．2
B	88．6 96．8 91．7 86．6	70．06 91．76 133．90 174．80	26．68 53．36 106．70 160．10	43．38 38．40 27．20 14．70	104．4 92．4 65．5 35．4	11．30 7．40 5．40 4．70	30．3 24．9 17．3 13．5
C	90．8 86．0 80．0 80．6	27．34 28．30 30．18 38．16	10．63 18．94 20．83 31．24	16．71 12．36 9．35 6．92	108．6 80．3 60．7 45．0	4．97 3．43 2．80 2．36	28．8 28．0 26．2 22．1
D	86．5 86．0	10．67 10．02	4．66 6．66	6．01 3．36	94．5 52．8	2．54 1．67	30．1 25．0
E	83．1 79．6 86．6	65．76 88．52 110．69	50．87 76．30 101．74	14．89 12．22 8．95	58．5 48．0 35．2	2．74 2．46 2．31	17．5 13．3 11．4

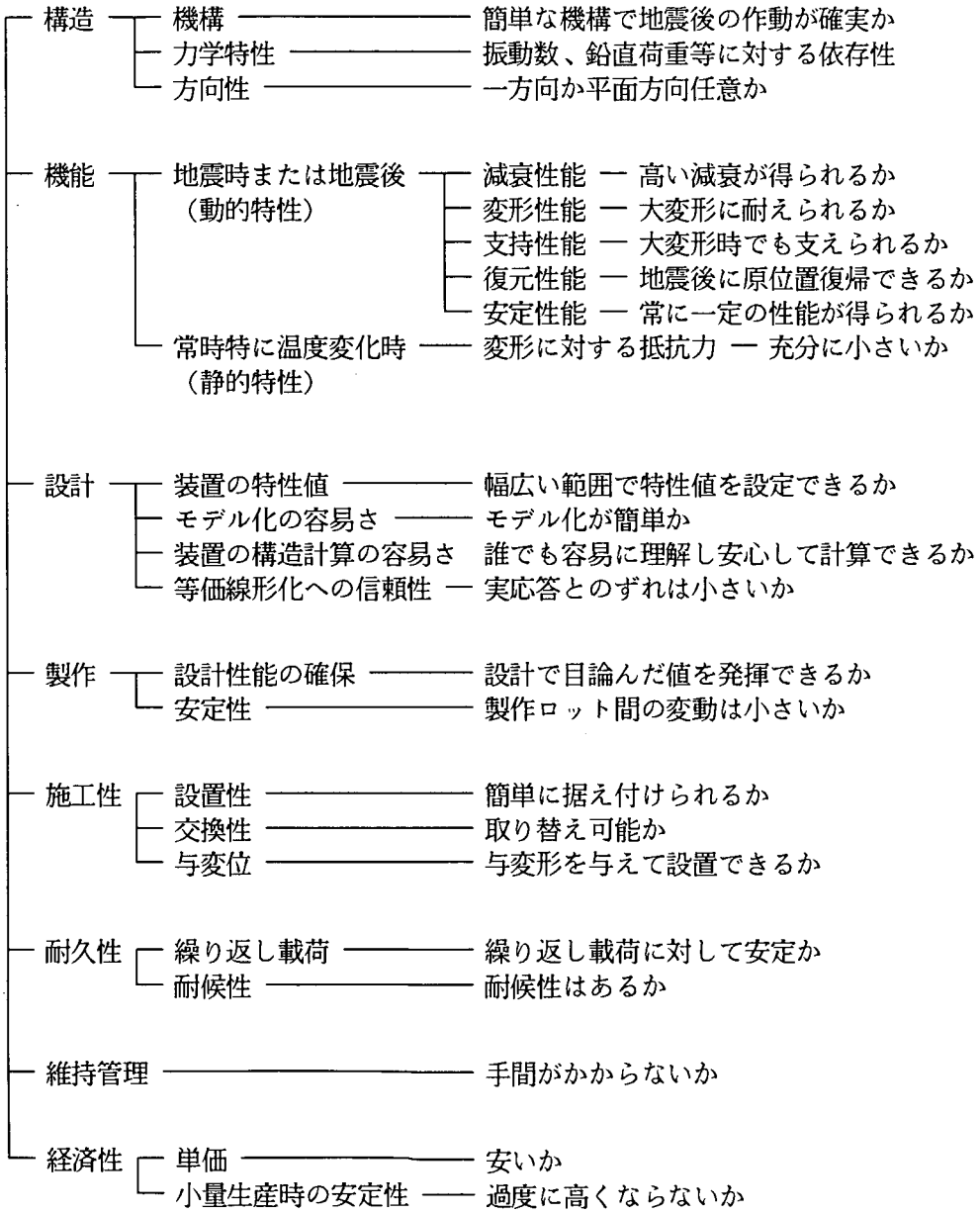
凡例　q_0：鉛の降伏時のせん断応力度（kgf/cm²）　F_P：鉛プラグが負担する復元力（tf）
A_P：鉛の断面積（cm²）　q：鉛プラグのせん断応力度（kgf/cm²）
F：ＬＲＢの復元力（tf）　K_B：ＬＲＢの等価剛性（tf/cm）
F_R：ゴムが負担する復元力（tf）　h_B：ＬＲＢの等価減衰定数（%）

3.3.4　免震装置の選定と特性値の設定方法

(1) 免震装置の選定

免震装置としてその構造特性や機能など、支承としての具備すべき性能を挙げるとすれば、図－3.3.21のように系統立てることができる。ここでは、本研究で開発された免震装置および建築構造物等に実績のある免震装置を対象に、装置の特徴等についてまとめた。これは、設計者が装置を選定する際の参考資料となるものと考えられる。

対象とした免震装置を表－3.3.21のように分類した。また、特徴等の整理結果を表－3.3.22～3.3.26に示す。



図－3.3.21　免震支承の具備すべき性能の分類

表－3.3.21　代表的な免震装置の分類

大　　分　　類	小　　分　　類
鉛プラグ入り積層ゴム支承(ＬＲＢ)	
高減衰積層ゴム支承(ＨＤＲ)	積層ゴムタイプ 繊維補強ゴムタイプ
鋼製ダンパー	積層ゴム支承＋鋼製ダンパー 積層ゴム支承＋鋼棒ダンパー
摩擦型（すべり）ダンパー	すべり支承＋水平ばね(分離型) 積層ゴム支承＋摩擦ダンパー(分離型) すべり部分＋ゴム支承(一体型)
ローラー型免震支承	
粘性ダンパー	積層ゴム支承＋粘性ダンパー

表－3.3.22　免震装置の特徴（その１）

	構造			機能（静的特性）	
	機構	力学特性	方向性	変形に対する抵抗力	
鉛プラグ入り積層ゴム支承	・せん断ひずみ依存性がある ・温度、振動数、鉛直荷重および繰り返し載荷などに対する依存性は少ない ・方向性がない			・常時の水平荷重に対して鉛の抵抗は小さい	
高減衰積層ゴム支承	・せん断ひずみ依存性がある ・温度、振動数、鉛直荷重などに対する依存性は少ない ・方向性がない			・常時の緩速荷重に対する剛性は低い	
鋼製ﾀﾞﾝﾊﾟｰ	・せん断ひずみ依存性がある ・温度、振動数、鉛直荷重などに対する依存性は少ない ・種類により方向性がある				
摩擦型ダンパー	・摩擦係数の速度依存性があるが、ある速度以上では一定となる ・種類により方向性がある ・構造が複雑なものもある			・緩速荷重に対する摩擦係数は動的荷重に対するものより小さい	
ローラー型免震支承	・アイソレータとして高硬度ローラーを、減衰･復元要素として高減衰ゴムを使用する ・一方向である ・せん断ひずみ依存性がある				
粘性ダンパー	・構造は複雑である ・温度、速度依存性がある ・種類により方向性がある			・常時の水平荷重に対する抵抗は無理である	

表－3.3.23　免震装置の特徴（その２）

	機　能（動的特性）				
	減衰性能	変形性能	支持性能	復元性能	安定性能
鉛プラグ入り積層ゴム支承	・１つの装置で免震装置としての必要な性能を併せ持つ				
高　減　衰積層ゴム支承	・１つの装置で免震装置としての必要な性能を併せ持つ ・最大経験ひずみ依存性、繰り返し回数依存性がある				
鋼製ﾀﾞﾝﾊﾟｰ	・繰り返し載荷に対しては弱い ・大変形追従能力がある				
摩　擦　型ダ　ン　パ　ー	・繰り返し載荷に対する依存性は少ない ・摩擦力により降伏力は一定である ・地震後、残留変位が生じる場合もあるが、ｼﾞｬｯｷｱｯﾌﾟにより復元可能である ・減衰性能は優れている				
ロ　ー　ラ　ー　型免　震　支　承	・１つの装置で免震装置としての必要な性能を併せ持つ ・摩擦係数が低い値で安定しており、復元性能が良い ・支持性能が安定している				
粘性ダンパー	・速度依存性がある				

表－3.3.24　免震装置の特徴（その３）

	設計				
	装置の特性値の範囲	装置の構造設計の容易さ	モデル化の容易さ	等価線形化への信頼性	
鉛プラグ入り積層ゴム支承	・鉛プラグの量を変化させることにより、減衰量の調整が可能である ・バイリニアモデルへのモデル化が容易 ・特性値がせん断ひずみに依存する				
高減衰積層ゴム支承	・任意の減衰量を設定するにはゴム自体の変更を伴う ・等価線形モデルおよびバイリニアモデルへのモデル化ができる ・特性値がせん断ひずみに依存する				
鋼製ﾀﾞﾝﾊﾟｰ	・鋼棒の径、大きさ等を変化させることにより任意に特性値を設定できる ・補剛桁の必要性等から、鋼橋への適用がむずかしいものもある ・ひずみに依存することなく特性値を設定できる				
摩擦型ダンパー	・ひずみに依存することなく特性値を設定できる ・摩擦力を自由に変化させることはむずかしいものもある ・補剛桁の必要性等から、鋼橋への適用がむずかしいものもある				
ローラー型免震支承	・鉛直支持機能、減衰・復元機能が別個の部材で構成されているので、鉛直方向と水平方向の設計を独立にできる ・特性値がせん断ひずみに依存する				
粘性ダンパー	・温度依存性があり、特定の範囲の使用に限られる				

表－3.3.25 免震装置の特徴（その４）

	製作		施工		
	設計値の反映	安定性	設置性	交換性	与変位
鉛プラグ入り積層ゴム支承	・規格品を用いることにより性能の設定が容易		・単品であり、施工性に優れている ・容易に交換することができる ・与変位を自由に与えることができる		
高減衰積層ゴム支承	・ゴム配合により特性が変化するため、ゴム仕様の選定が必要		・単品であり、施工性に優れている ・容易に交換することができる ・与変位を自由に与えることができる		
鋼製ﾀﾞﾝﾊﾟｰ	・規格品を用いており、性能のバラツキは少ない		・積層ゴム支承とダンパーが独立しており、容易に交換することができる		
摩擦型ダンパー	・設計値を得るために製作上の精度が必要となる		・装置の交換は比較的容易である ・設置する際の摩擦力の設定がむずかしい		
ローラー型免震支承	・規格品を用いており、性能のバラツキは少ない		・単品であり、施工性に優れている ・減衰、復元要素は容易に交換することができる ・与変位を自由に与えることができる		
粘性ダンパー	・設計値を得るために製作上の精度が必要となる				

表－3.3.26　免震装置の特徴（その５）

	耐久性・維持管理			経　済　性	
	繰り返し載　荷	耐　候　性	維持管理	単　価	少量生産の安　定　性
鉛プラグ入り積層ゴム支承	・被覆層を設けているため耐候性に優れている ・外部からの点検が容易			・建築構造物に実績があり、少量生産においても価格は安定している	
高　減　衰積層ゴム支承	・被覆層を設けているため耐候性に優れている ・外部からの点検が容易			・建築構造物に実績があり、少量生産においても価格は安定している	
鋼製ﾀﾞﾝﾊﾟｰ	・使用実績の高い規格品より構成され耐久性に優れている			・未定である	
摩　擦　型ダンパー	・防塵処理が必要なものもあるが、基本的にはメンテナンスフリーである			・未定である	
ローラー型免震支承	・ステンレス鋼を用いており、十分な防食性がある			・使用実績が多く、価格も安定している高硬度ローラーとゴム要素である	
粘性ダンパー				・未定である	

(2) 特性値設定に用いる簡易予測法の検討

2年度、免震装置の力学特性の設定時に用いる簡易計算法として、免震橋梁を免震装置の等価剛性と下部構造の剛性から求まるバネと上部構造の質量からなる1質点1自由度モデルにモデル化し、繰り返し計算を行うことを提案した。2年度はI種地盤（宮川橋）に建設された橋梁をを対象にモデル化の適用性を確認した。さらに、3年度はII種地盤への適用性を検討するために、いくつかのモデル橋梁を選定し、簡易計算法の妥当性の検証を行った。

1)対象橋梁

表－3.3.27，28に検討に用いた対象橋梁とその諸元を、図－3.3.22に概要図を示す。検討に用いた橋梁は、いずれも昨年度報告書の他章で検討に用いたモデル橋梁である。

表－3.3.27　検討に用いた対象橋梁

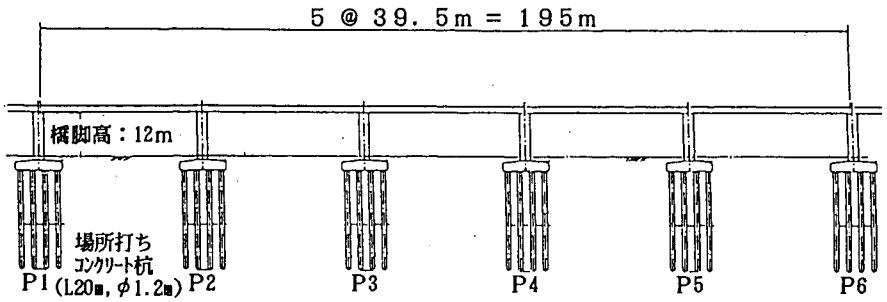
	上部構造		下部構造（橋脚）		荷重条件			備　考
	形式	重量(tf)	形式	高さ（m）	地域	地盤	重要度	
I	5径間連続ＰＣ箱桁	5,160	柱式	12	A	II種	1級	4.1 モデル橋
II	鋼5径間連続箱桁	5,356	矩形張出式	12	A	II種	1級	4.2 モデル橋
III	鋼5径間連続箱桁	5,356	矩形張出式	6～18	A	II種	1級	4.2 モデル橋

※IIIの橋は、IIの橋の橋脚高を変えたものである。

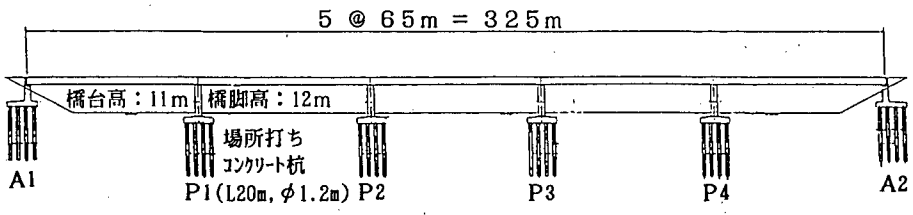
表－3.3.28　対象橋梁の諸元

	橋脚（橋台）の高さ（m）						橋脚（橋台）の剛性（tf/m）					
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P1	P2	P3	P4	P5	P6
I	12	12	12	12	12	12	5430	10860	10860	10860	10860	5430
							2840	5680	5680	5680	5680	2840
II	12	12	12	12	－	－	12900	12900	12900	12900	－－	－－
							12900	12900	12900	12900	－－	－－
III	12	6	18	12	－	－	12900	103200	3820	12900	－－	－－

※橋脚剛性は、上段がレベル1の場合，下段がレベル2の場合であり、昨年度報告書に示された値。
※II，IIIの橋は5径間であるが、橋台の支承はローラー支承なので、4本の橋脚のみ対象とした。
※IIIについては、レベル2の計算を行っていない。



(a) Ⅰの橋梁



(b) Ⅱの橋梁

(＊Ⅲの橋梁は、Ⅱの橋梁のP2橋脚の高さを6m、P3橋脚の高さを18mとした)

図－3.3.22 検討対象橋梁の概要

2)検討方法

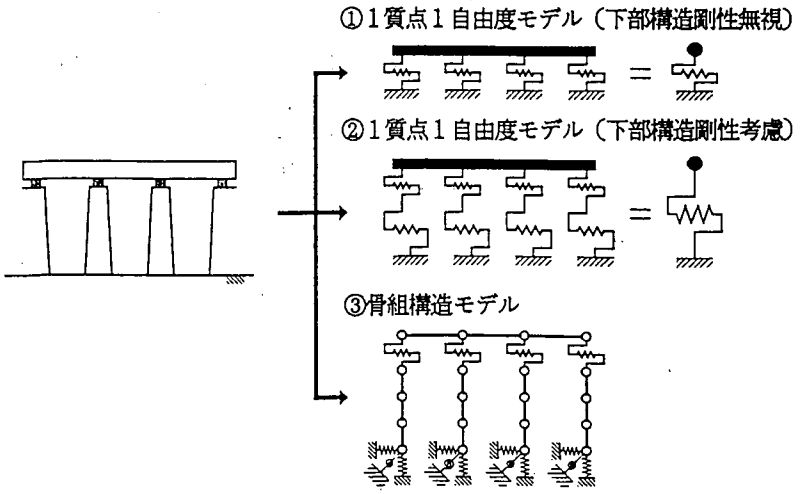
同一橋梁について以下に示す3通りのモデルによる計算結果を比較することにより簡易な免震橋梁モデルの妥当性を検証した。

①下部構造の剛性を無視した1質点1自由度モデル（ガイドライン（案）のモデル化）

②下部構造の剛性を考慮した1質点1自由度モデル（提案方法）

③骨組構造モデル

図－3.3.23に①～③の免震橋梁のモデル化の方法を示す。①②の計算方法は、基礎位置で固定としたモデルを用い、仮定した設計変位が収束するまで繰返し計算を行った。③のモデルによる計算は、下部構造の剛性を評価した②のモデルから求まる免震装置の等価剛性および設計水平震度を用いて静的解析を行ったものである。



図－3.3.23 免震橋梁のモデル化の方法

3)試算結果

表－3.3.29に震度法レベルの計算結果を示す。Ⅰ，Ⅱの橋梁については、①②③のモデルを用いたときの計算結果に大きな差は生じない。したがって、震度法レベルでの免震装置の設計計算においては、下部構造の剛性を評価しない①のモデルで十分であると言える。ただし、ケースⅢのように各橋脚にかなりの剛性差がある場合は、下部構造の剛性を考慮した②のモデル化による計算結果が③の骨組構造モデルによるものと比較的よく一致する。

表－3.3.30に保有水平耐力法レベルの計算結果を示す。いずれの橋梁についても、①と②のモデルを用いたときの計算結果にはかなりの差が生じるが、②と③の計算結果はよく一致している。したがって、保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計計算では、下部構造の剛性を考慮した②のモデルによる繰り返し計算をすれば、５％程度の差異で精度よく骨組構造モデルによる応答を求めることができる。

以上を要約すると、

①震度法レベルによる装置の設計においては、下部構造の剛性を評価しなくとも骨組構造モデルによる応答を精度よく求めることができる。

②保有水平耐力法レベルによる装置の設計においては、下部構造の剛性を評価すれば、骨組構造モデルによる応答を比較的精度よく求めることができる。

③以上から、Ⅱ種地盤においても簡易計算法の妥当性が確認できた。また、この方法を用いれば免震装置の特性値を比較的精度よく求めることができ、下部構造の設計時においても煩雑な計算を繰り返す必要がなくなると考えられる。

表－3.3.29　計算結果（震度法レベル）

		設計変位 or 応答相対変位（cm）				各橋脚に分担される慣性力*(tf)				橋の固有周期(sec)
		P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4	
Ⅰ	①	11.4	11.4	11.4	P3と同	橋全体で 1240				1.381
	②	10.9	10.5	10.1		93.8	225.8	269.9	P3と同	1.490
	③	11.2	11.0	10.5		94.1	229.0	270.2		1.49
Ⅱ	①	9.5	9.5	9.5	9.5	橋全体で 1339				1.236
	②	8.8	8.8	8.8	8.8	323	323	323	323	1.376
	③	9.3	9.2	9.2	9.3	334	335	335	334	1.34
Ⅲ	①	9.5	9.5	9.5	9.5	橋全体で 1339				1.236
	②	9.1	11.3	5.1	9.1	327.2	369.4	249.4	327.2	1.404
	③	9.3	11.1	5.8	9.3	335	402	212	335	1.36

＊③の計算の場合は、橋脚天端水平反力を示している。

＊CASE-Ⅰの場合、P5はP2、P6はP1の応答と同様

表－3.3.30　計算結果（保有水平耐力法レベル）

		設計変位 or 応答相対変位（cm）				各橋脚に分担される慣性力*(tf)				橋の固有周期(sec)
		P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4	
Ⅱ	①	58.7	58.7	58.7	P3と同	橋全体で 4033				1.740
	②	55.8	54.1	49.5		272.6	641.2	898.8	P3と同	1.936
	③	55.5	54.7	50.6		274.6	656.5	889.6		1.91
Ⅲ	①	50.6	50.6	50.6	50.6	橋全体で 4553				1.549
	②	48.1	48.1	48.1	48.1	1088	1088	1088	1088	1.674
	③	47.3	47.1	47.1	47.3	1097	1098	1098	1097	1.69

＊CASE-Ⅱの場合、P5はP2、P6はP1の応答と同様

<参考文献>

1)　(財)土木研究センター：「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」　未定

2)　(財)国土開発技術研究センター：「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」　1989年3月

3)　(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　平成２年２月

4)　松尾・大石：宮川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.25，No.2，1991

<民側担当会社>　㈱間組、西松建設㈱、㈱奥村組、大成建設㈱（＋東京ファブリック㈱、日本鋳造㈱）、日本鋼管㈱（＋日本鋳造㈱）、㈱日本製鋼所、オイレス工業㈱、横浜ゴム㈱、東洋ゴム工業㈱、㈱ブリヂストン、㈱ビー・ビー・エム、昭和電線電纜㈱

3.4　簡易設計法の開発に関する研究

3.4.1　平成3年度の研究成果の概要

(1) 研究の経緯

免震装置を有する道路橋は、下部構造頂部に設置される免震装置で上部構造を柔らかく支持することにより、減衰性能を増大するとともに、下部構造に作用する上部構造慣性力を分散することで地震による影響を低減する構造物である。

本研究を始めるにあたって、免震装置の剛性は下部構造の剛性に比較してかなり小さいため、多点固定方式の連続橋などに比べて橋の地震時挙動が単純であることが予測された。一方、免震装置の剛性および減衰は免震装置に生じる相対変位に対して非線形性を示すため、橋の地震時挙動に支配的なこれらの因子を精度よく推定するためには、何回もの反復設計が必要となる。したがって、免震装置の選定や下部構造の概略形状の設定等の設計の初期段階においては、簡易な計算手法を用いることが設計者にとって合理的であると考えた。

以上の点を考慮して、本研究では免震橋梁の下部構造設計法の確立に資するため、簡易な計算手法を開発することと、応答スペクトル法を含め、平面骨組構造モデルを用いた静的計算法の免震橋梁に対する適用性を検討することを目的とすることとした。

初年度は、各種構造物の耐震諸規定に適用されている静的計算手法を調査し、免震橋梁への適用可能性を検討した。

平成2年度においては、平面骨組構造モデルを用いて、I種地盤上の免震橋梁を対象とした静的計算結果と動的計算結果を比較検討より、免震橋梁の地震時挙動に対しては、高次振動の影響は小さく、1次振動モードが支配的であるため、静的計算法の適用性が高いと判断された。さらに、下部構造や地盤を簡略化したモデルを用いて、免震装置に生じる変位および下部構造に作用する地震時慣性力をかなりの精度で推定しうることが判った。これらの検討結果に基づいて、免震橋梁に対する簡易計算法として、橋脚初期寸法設定法を提案した。

平成3年度においては、前年度の研究の延長として、橋脚初期寸法設定法の検証と、特殊条件下の免震橋梁に対する静的計算法の適用性の検討を研究方針として、以下に示す研究項目を実施した。

① 橋脚初期寸法設定法の適用性に関する検討
② 曲線橋に対する静的計算法の適用性に関する検討
③ 異種地盤上の橋梁の振動特性に関する検討
④ 地震時保有水平耐力法における橋脚剛性に関する検討
⑤ 橋脚初期寸法設定法に基ずく免震設計フローの検討

(2) 研究成果の要約

3径間連続ＰＣ合成桁橋を対象として橋脚初期寸法設定法の適用性について検討した結果、次の諸点が明らかとなった。

① 橋脚初期寸法設定法は、免震設計の初期検討段階における実用的な手法であることを確認した。また、橋脚初期寸法設定法に基づく免震設計フローを作成した。

② 下部構造に作用する上部構造の慣性力の分担比は、死荷重反力の比に等しくなるように設定することが現実的であり、過度に死荷重反力比と異なる配分を意図した場合には、免震装置の設計に支障が生じる可能性が高い。

5径間連続ＰＣ箱桁橋を対象橋梁として、骨組構造モデルを用いた静的計算法の適用性に関する検討より、次のような結果が得られた。

③ 線形が曲線である免震橋の最大応答値は、任意の直交する二方向の計算結果より推定しうることを示した。また、静的計算法においては、曲率半径の相違が免震装置の変位および上部構造の慣性力等に与える影響は少なく、一定の曲率を有する曲線橋は、直線橋とみなして検討しうる。

④ 異種地盤にまたがる免震橋梁の時刻歴応答解析では、免震装置の相対変位、下部構造の断面力等は、同一地盤上の橋梁の応答値を上回るものの、静的計算結果よりは小さい。また、時刻歴応答解析と静的計算法において、下部構造の断面力の定性的な傾向が相似していることから、地盤条件が急変する場合を除外すれば、静的計算法の適用しうる。

⑤ 対象橋梁の1橋脚に注目して非線形時刻歴応答解析では、橋脚の剛性を降伏剛性とした場合の解析結果と、免震装置および橋脚を非線形とした場合の解析結果が良い対応を示すことから、地震時保有水平耐力法における橋脚剛性は降伏剛性で評価しうる。

3.4.2 橋脚初期寸法の設定

(1) 検討経緯

今年度の研究では、鉛プラグ入り積層ゴム支承を対象として、免震支承に作用する水平力および固有周期を支承の剛性を変化させることにより調整できるものと仮定し、作用水平力の分担率および固有周期を前もって設定し、それに合わせた支承の設計の可能性について検討を行った。次に、検討結果に基づき、最も現実的と考えられるケースについて橋脚初期寸法設定法を適用した。なお、CASE－1～CASE－6については「平成2年度共同研究報告書」に従って検討し、CASE－7 については「免震設計マニュアル（案）」に従って検討している。

表－3.4.1 に検討ケースを示す。対象とした橋梁は図－3.4.2 に示す3径間連続ＰＣ桁橋である。

CASE－1 については、表－3.4.2 に示すように現実的な形状寸法の支承では、保有水平耐力レベルの検討においてせん断ひずみが 200％を超えるため設計的に困難なことが判った。CASE－2，3については、免震支承の性能を安定させるような支圧応力度を確保することが困難であると考えられる。また、CASE－

4，5では、固有周期の長周期化による地震力の低減を期待して設計条件を設定したが、期待したほどの低減度が期待できないことが判った。CASE－6，7では、上部工反力分担率を死荷重分担率とし、保有耐力レベルでの支承変位量が満足されるように支承の設計を行い、設計可能と判定された。

以上の検討から、各下部構造に作用する上部構造の慣性力の分担比は、死荷重反力の比に等しくなるように設定することが現実的であり、過度に死荷重反力比と異なる配分を意図した場合には、免震支承の設計に支障が生じる可能性が高いものと考えられる。

表－3.4.1　上部工水平反力の分担率および固有周期

検討ケース	固有周期 (sec)	上部工反力分担率				備考
		A1	P2	P3	P4	
CASE－1	0．8	0．15	0．35	0．35	0．15	減衰定数による低減係数 c_g 導入前
CASE－2		0．50	0．20	0．20	0．10	
CASE－3		0．40	0．25	0．20	0．15	
CASE－4	1．3	0．15	0．35	0．35	0．15	
CASE－5		0．50	0．20	0．20	0．10	
CASE－6	0．7	0．15	0．35	0．35	0．15	
CASE－7	0．6	0．15	0．35	0．35	0．15	導入後

表－3.4.2　免震支承の諸元（CASE－1，2）

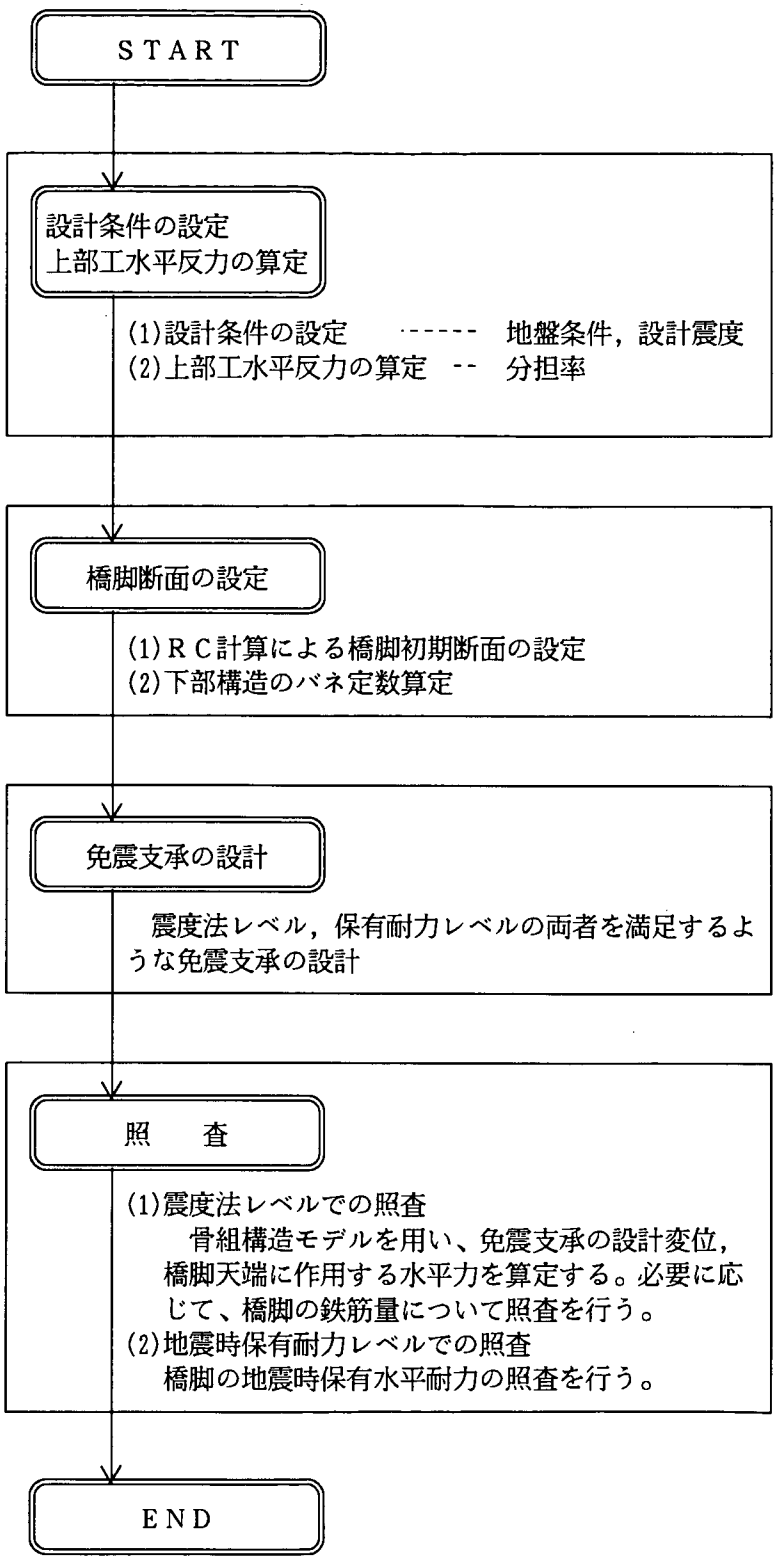
CASE－1

	A1	P2	P3	P4	備考
形状　A×B (cm)	67×62	82×87	82×87	67×62	
ゴム総圧　Σt_e (cm)	24.0	16.8	16.8	20.4	
震度法レベル					
支圧応力度 σ_b (kgf/cm²)	30.7	42.1	42.1	30.7	≦80
せん断ひずみ γ_c (%)	14.7	7.4	7.4	14.7	≦70
保有耐力法レベル					
せん断ひずみ γ_c (%)	233.1	242.0	212.5	264.7	≧200

CASE－2

	A1	P2	P3	P4	備考
形状　A×B (cm)	97×97	62×62	62×62	97×97	
ゴム総圧　Σt_e (cm)	15.6	15.4	15.4	15.4	
震度法レベル					
支圧応力度 σ_b (kgf/cm²)	13.2	80.0	80.0	60.7	≦80
せん断ひずみ γ_c (%)	19.2	8.3	8.3	19.5	≦70

最も現実的と考えられるCASE－7について、橋脚断面の初期設定を行った。図－3.4.1 に橋脚断面の初期寸法設定法のフローを示す。



図－3.4.1　橋脚初期寸法設定のフローチャート

(2) 設計条件の設定および上部工反力の算定

1)設計条件

① 橋梁形式

図－3.4.2 に示すような、一端が橋台で他端が架違い橋脚である３径間連続ＰＣ桁橋を対象とする。

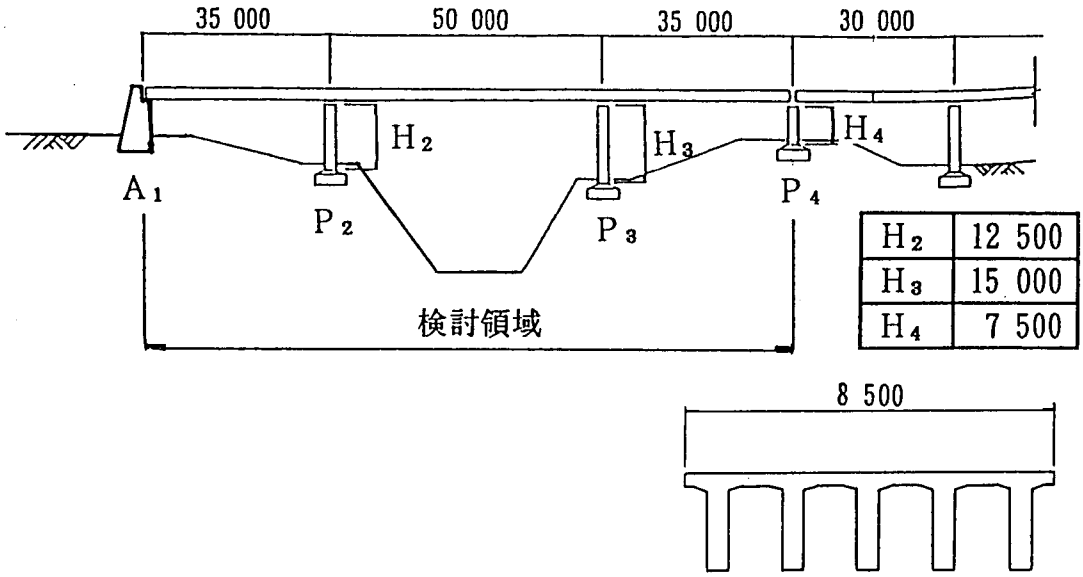
・上部構造 ------ ３径間連続ＰＣ合成桁橋(３橋脚１橋台)，総重量(死荷重)：2,884tf

・下部構造 ------ ＲＣ橋脚

② 設計地震動 ------ 震度法レベル地震動

③ 地盤条件 ------ Ⅱ種地盤

④ 地震動方向 ------ 橋軸方向



H_2	12 500
H_3	15 000
H_4	7 500

図－3.4.2 対象橋梁一般図

2) 上部工反力の算定

上部工の鉛直反力は、表－3.4.3 に示す値となる。設計震度は、減衰定数による低減係数c_Eを考慮すれば次式で表される。

設計震度：$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0}$

$= 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.9 \cdot 0.2 = 0.225 \rightarrow 0.23$

地震時の水平反力は、分担率を考慮すると、表－3.4.4 に示すように算定される。

表－3.4.3 上部工反力 (tf)

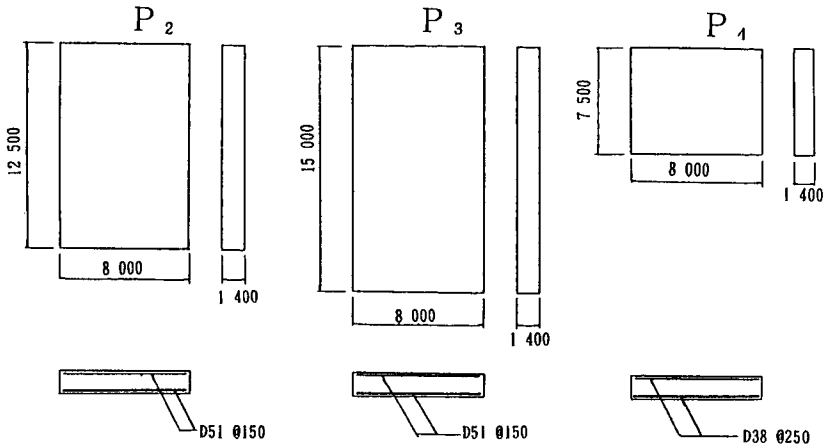
	A1	P2	P3	P4
鉛直反力	421	1,021	1,021	781

表－3.4.4 地震時上部工水平反力

	A1	P2	P3	P4
分担率	0.15	0.35	0.35	0.15
水平反力(tf)	97	227	227	181

(3) 橋脚断面の設定

ＲＣ計算により、橋脚の初期断面寸法および鉄筋量を設定する。図－3.4.3 に橋脚断面および配置鉄筋を示す。



図－3.4.3　橋脚断面および配置鉄筋

表－3.4.5　ＲＣ計算結果

橋脚			P 2	P 3	P 4
断面力	曲げモーメント (tf･m)		3330.0	4114.0	1531.0
	軸力 (tf)		1371.0	1371.0	991.0
	軸力作用位置 (m)		0.7	0.7	0.7
	せん断力 (tf)		0.0	0.0	0.0
断面諸値	有効断面積	ｺﾝｸﾘｰﾄ (m^2)	4.338	4.191	3.522
		鉄筋 (cm^2)	2067.0	2067.0	706.8
	図心軸 (m)		0.455	0.453	0.333
	中立軸 (m)		0.542	0.524	0.441
応力度	コンクリート	上縁 (kgf/cm^2)	116	141	89
		下縁 (kgf/cm^2)	-183	-236	-195
	鉄筋	上縁 (kgf/cm^2)	1287	1550	913
		下縁 (kgf/cm^2)	-2301	-2979	-2493

保有水平耐力法レベルにおける免震支承の設計を行う際には、下部構造の剛性を評価する必要があるため、各橋脚について降伏剛性を計算する。

降伏剛性：$K_P = P_y / \delta_y$

ここに、

P_y：橋脚の降伏水平耐力

δ_y：橋脚の降伏変位

表－3.4.6　下部構造の降伏剛性

	A 1	P 2	P 3	P 4
K_P (tf/m)	∞	4112.4	2352.9	11586.2

(4) 免震装置の設計

設計に用いる免震装置の種類は、鉛プラグ入りゴム支承とする。

設計の方針は以下のとおりである。

・水平力の分担率を死荷重分担に見合うものとした。

・支圧応力度を40～60kgf/cm2 を目標とした。

・保有水平耐力法レベルでの装置の減衰定数を13～14%となるようにした。

表－3.4.7 に今回設計した免震支承の諸元を示す。また、表－3.4.8 に震度法レベルおよび保有水平耐力レベルでの免震支承の物性値を示す。

表－3.4.7 鉛プラグ入りゴム支承の諸元

名 称		記号	単位	A1	P2	P3	P4	備 考
諸元								
形状		A×B	cm	70×65	70×65	70×65	65×65	
ゴムのせん断弾性率		G	kgf/cm²	12	12	12	12	
ゴム圧	一般厚	t_e	cm	1.6	1.5	1.6	1.6	
	層 数	n_e		15	12	10	14	
	層 圧	Σt_e	cm	24.0	18.0	16.0	22.4	
	面 積	A_R	cm²	3696.1	4169.9	4169.9	2846.1	
鉛プラグ	形 状	D_P, n	cm, 本数	7.0×4	11.0×4	11.0×4	7.0×4	
	面 積	A_P	cm²	153.9	380.1	380.1	153.9	
形状係数		S		9.24	10.30	9.65	8.62	
鉛の降伏荷重		Q_d	tf	13.08	32.31	32.31	13.08	
耐荷力の照査（震度法レベル）								
鉛直荷重		R_{max}	tf	110	270	270	110	$R_{max}=1.3R_d$
水平変位		u_0	cm	3.0	1.25	1.25	3.0	
桁の回転角		ϕ	rad	1/300	1/400	1/400	1/300	
有効支圧面積		A_{Rg}	cm²	4201.1	4088.7	4088.7	3256.1	
支圧応力度		σ_b	kgf/cm²	26.2	66.0	66.0	33.8	≦80
鉛直荷重による変位		Δ_c	cm	0.110	0.141	0.143	0.120	
桁の回転による変位		Δ_R	cm	0.117	0.087	0.087	0.108	$\leqq\Delta_c$
せん断ひずみ(圧縮)		γ_c	%	35.6	69.7	74.3	40.0	
せん断ひずみ(回転)		γ_R	%	7.4	9.5	10.0	6.7	
せん断ひずみ(変位)		γ_c	%	8.9	11.8	13.3	9.5	≦70
合 計		γ	%	51.8	91.1	97.7	56.3	≦200
耐荷力の照査（保有耐力法レベル）								
せん断ひずみ(圧縮)		γ_c	%	155.8	168.5	136.6	174.2	
せん断ひずみ(回転)		γ_R	%	7.4	9.5	10.0	6.7	
せん断ひずみ(変位)		γ_c	%	218.0	213.8	190.0	216.1	≦250
合 計		γ	%	381.2	391.9	336.6	397.1	≦416

表－3.4.8　鉛プラグ入りゴム支承の物性値

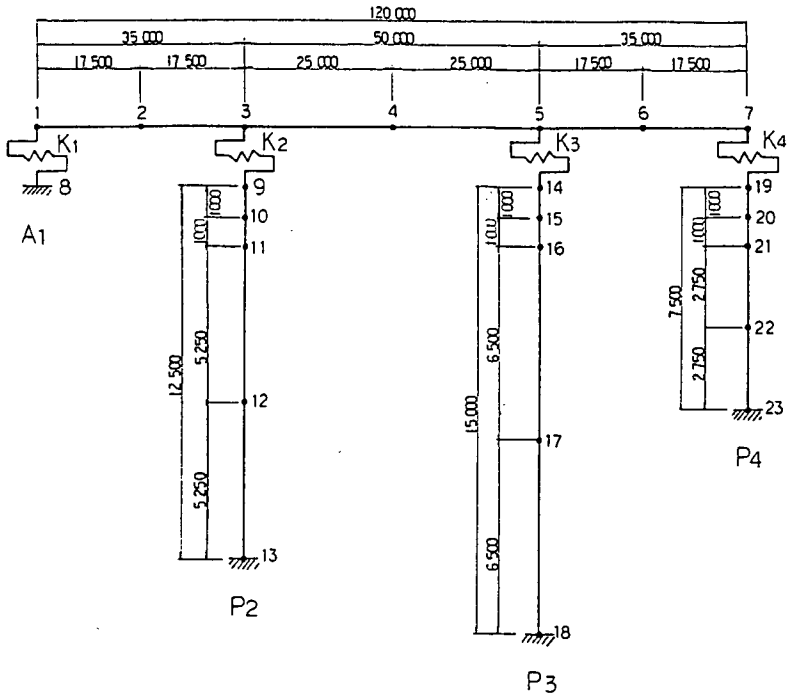
	震度法レベル				保有耐力法レベル				備考
	A1	P2	P3	P4	A1	P2	P3	P4	
設計変位 u_B (m)	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.5242	0.3856	0.3045	0.4849	
降伏荷重 Q_d (tf)	65.40	161.55	161.55	65.40	65.40	161.55	161.55	65.40	
一次剛性 K_1 (tf/m)	9312.0	19339.7	21433.5	9457.8	5369.0	6902.5	7596.1	5268.5	全体
二次剛性 K_2 (tf/m)	1232.6	2975.3	3297.5	1255.1	826.0	1061.9	1168.6	810.5	全体
支承の等価剛性 K_B (tf/m)	897.8	2109.6	2174.2	902.3	190.2	296.2	339.9	189.1	
5 K_B(tf/m)	4488.9	10548.0	10871.0	4511.3	950.8	1480.9	1699.3	945.4	免震装置の等価剛性
支承の減衰定数 h_B	0.265	0.246	0.258	0.267	0.081	0.167	0.182	0.088	
下部構造の剛性 K_P (tf/m)	∞	∞	∞	∞	∞	4112.4	2352.9	11586.2	
合成剛性 K_i (tf/m)	4488.9	10548.0	10871.0	4511.3	950.3	1088.8	986.7	874.1	
慣性力分担率 η	0.148	0.346	0.357	0.149	0.244	0.279	0.253	0.224	
橋の固有周期 T (sec.)	0.619				1.726				
橋の減衰定数 h	(h=0.255)				(h=0.109)				
設計水平震度 k_{hm}	0.225				0.709				
慣性力 F (tf)	96.0	224.8	231.7	96.4	498.4	571.0	517.4	458.4	
設計変位 u_B (m)	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.5242	0.3856	0.3045	0.4849	

なお、震度法レベルでは、下部構造の剛性を∞として設計した。また、保有水平耐力法レベルでは、下部構造の剛性には降伏剛性を用いた。

(5) 照　査

1)　震度法レベルでの照査

図－3.4.4 に示す骨組構造モデルを用いて静的計算を行い、それぞれの支承の設計変位および橋脚天端に作用する水平力を算定する。計算結果を表－3.4.9，表－3.4.10 に示す。



図－3.4.4　骨組構造モデル

表－3.4.9 免震支承の変位　　(mm)

	A1	P2	P3	P4
主桁変位	44.7	44.9	45.1	45.0
橋脚天端変位	0.0	27.1	33.8	5.4
支承設計変位	44.7	17.8	11.3	39.6

表－3.4.10 橋脚天端の水平力　　(tf)

	A1	P2	P3	P4
H(tf)	200.7	187.3	122.7	178.7

表－3.4.11 ＲＣ計算結果

橋脚			P2	P3	P4
断面力	曲げモーメント (tf･m)		2833.0	2548.0	1518.0
	軸力 (tf)		1409.0	1547.0	706.0
	軸力作用位置 (m)		0.7	0.7	0.7
	せん断力 (tf)		0.0	0.0	0.0
断面諸値	有効断面積	ｺﾝｸﾘｰﾄ (m²)	4.502	4.718	3.220
		鉄筋 (cm²)	2067.0	2067.0	706.8
	図心軸 (m)		0.457	0.460	0.327
	中立軸 (m)		0.563	0.590	0.403
応力度	コンクリート	上縁 (kgf/cm²)	100	91	88
		下縁 (kgf/cm²)	-149	-126	-218
	鉄筋	上縁 (kgf/cm²)	1124	1043	861
		下縁 (kgf/cm²)	-1858	-1558	-2815

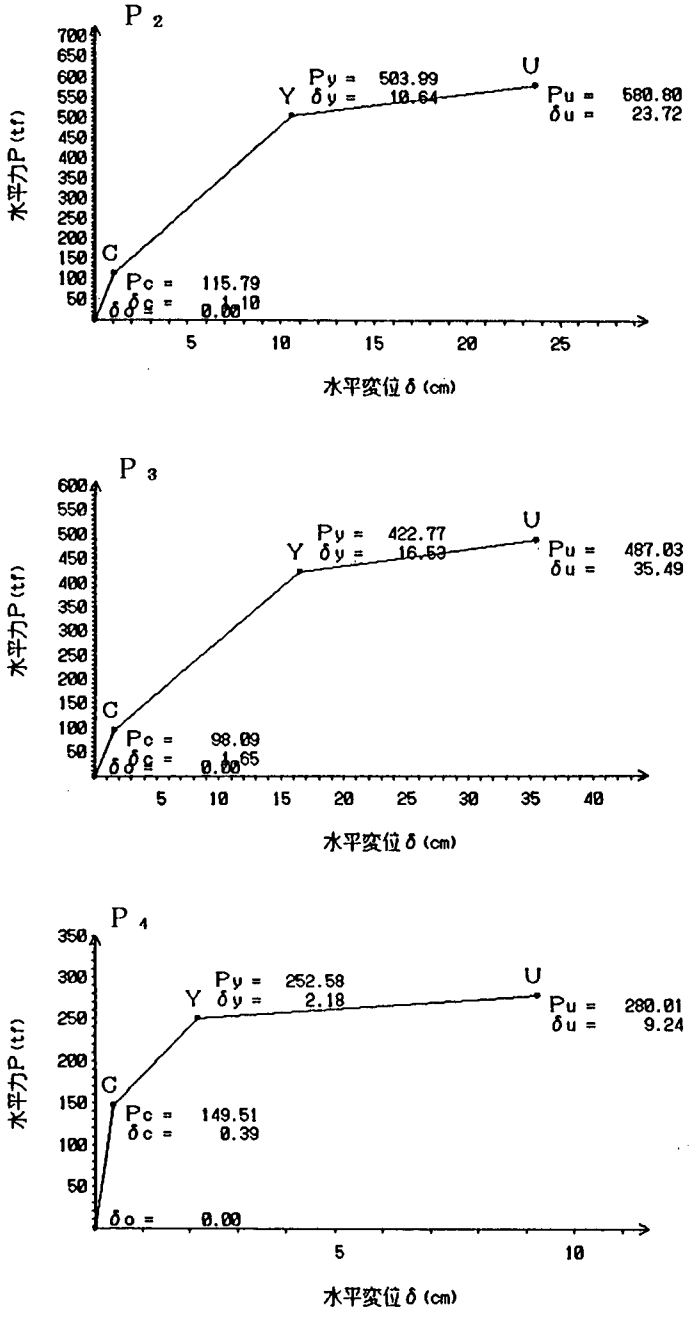
ＲＣ計算による橋脚断面の照査

骨組構造解析により算出された断面力を用いて、ＲＣ計算により橋脚断面の照査を行い、結果を表－3.4.11に示す。

この結果からすべての橋脚が許容応力度を満足していることが判る。

2)保有水平耐力レベルでの照査

それぞれの橋脚について保有水平耐力レベルでの照査を行う。照査結果を表－3.4.12 に示す。各橋脚とも必要保有水平耐力を有している。



図－3.4.5　P－δ曲線

表－3.4.12　保有水平耐力の照査

	CASE-7		
	2	P 3	P 4
分担率	0.279	0.253	0.224
P_y (tf)	503.99	422.77	252.58
P_u (tf)	580.80	487.03	280.01
δ_y (cm)	10.64	16.53	2.18
δ_u (cm)	23.72	35.49	9.24
P_a (tf)	555.20	465.61	270.87
μ	1.82	1.76	3.16
k_{hc}	0.85	0.85	0.85
h	0.11	0.11	0.11
c_E	0.90	0.90	0.90
$h_c \times c_E$	0.77	0.77	0.77
k_{he}	0.47	0.48	0.33
W_u (tf)	804.64	729.65	646.02
W_p (tf)	350.00	420.00	210.00
c_p	0.50	0.50	0.50
W (tf)	979.64	939.65	751.02
$h_e \times W$ (tf)	461.32	451.99	249.13
判　定	OK	OK	OK

3.4.3　静的計算法に関する検討

(1) 検討方針

i) 検討項目

Ⅱ種地盤上の鉛プラグ入り積層ゴム支承を有する橋長200mの５径間ＰＣ連続箱桁橋を基本モデル橋として選定し、

- 曲線線形を有する免震橋に対する静的計算法の適用性
- 異種地盤上の免震橋に対する静的計算法の適用性
- 地震時保有水平耐力法における橋脚剛性のモデル化

について、骨組構造モデルを用いた静的計算結果と応答スペクトル法あるいは時刻歴応答解析法による動的解析結果とを比較することにより検討した。

免震装置の等価剛性および等価減衰定数は、免震装置の設計変位により変化するため、いづれの計算方法を用いた場合にも、免震装置に生じる最大相対変位に対する等価線形化法を採用する。また、本研究においては、免震設計では免震装置の特性を合理的に評価することが重要であるため、免震装置の非線形性が顕著となる地震時保有水平耐力法レベルを対象とし、主として、免震設計に採用されている静的計算法を用いて算出された免震装置の最大相対変位と各橋脚に作用する上部構造の慣性力が適切かどうかという観点から検討することとした。

ii) 基本モデル橋

本研究で対象とする基本モデル橋は、両端が架け違い橋脚であるⅡ種地盤上の５径間ＰＣ連続箱桁橋である。基本条件，設計条件をそれぞれ表－3.4.13，表－3.4.14に、上部構造および下部構造の形状寸法を図－3.4.6 に示す。

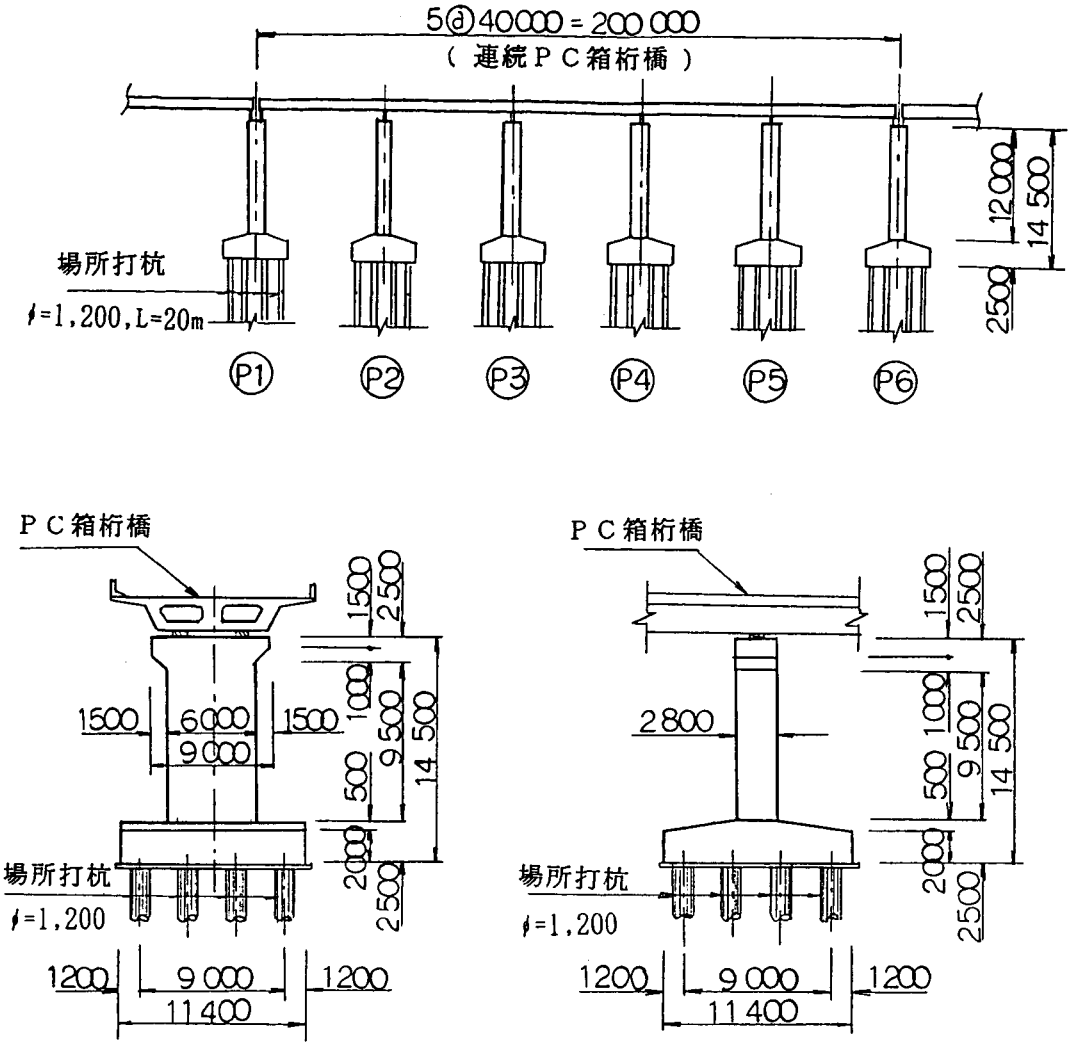
表－3.4.13 対象橋梁基本条件

等　級	１等橋
道路規格	第１種第２級
支間割	5@40.0m=200.0m
上部構造形式	５径間連続ＰＣ箱桁橋
下部構造形式	柱式橋脚(矩形断面)
基礎構造形式	場所打杭(φ1200)

表－3.4.14 設計条件

コンクリート
σ_{ck}= 240 kg/cm^2
σ_{ca}= 120 kg/cm^2
τ_{a1}=5.85 kg/cm^2
τ_{a2}=25.5 kg/cm^2
鉄筋(SD35)
σ_{sa}=3000 kg/cm^2
ＲＣ
E=2.65×10^{5}kg/cm^2

免震装置には、表－3.4.15に示す仕様の鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用した。免震装置と橋全体の振動特性を表－3.4.16に示す。なお、免震装置の設計において、等価剛性，等価減衰定数等の特性値は「平成２年度共同研究報告書」に、安定性照査は「ガイドライン（案）」に準拠している。



図－3.4.6　基本モデル橋の形状寸法

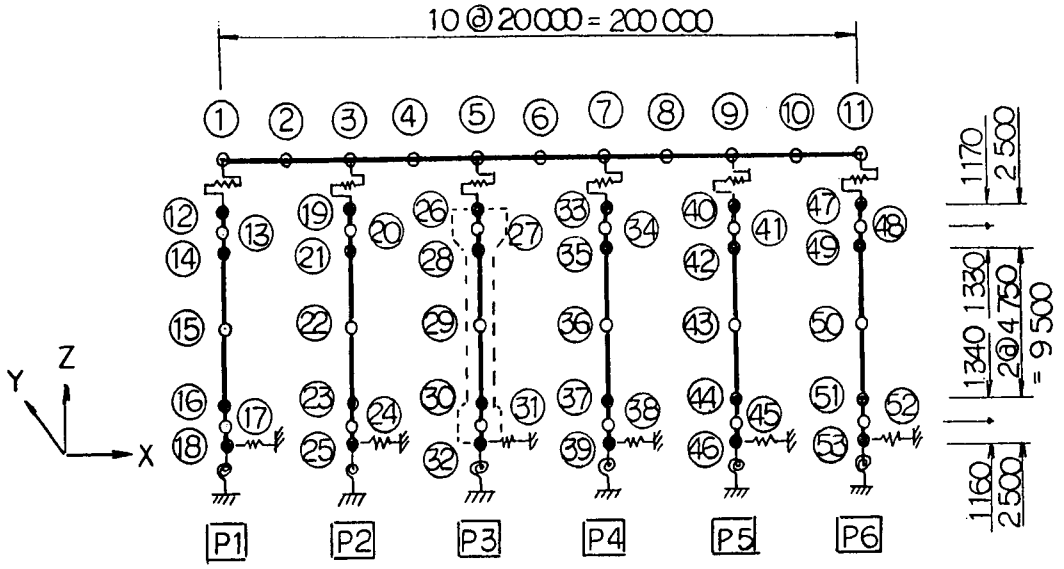
静的計算および動的解析とも、原則として、免震橋梁を図－3.4.7に示すような骨組構造にモデル化する。計算モデルの諸定数を表－3.4.17～表－3.4.19に示す。

表－3.4.15　免震装置の仕様

橋　　脚	P2 ～ P5	P1 , P6
個数　（1橋脚当たり）	2	4
鉛直荷重　(t/支承)	500	250
ゴムの弾性係数(kg/cm²)	12.0	12.0
平面形状　a×b　(cm)	120X120	90X90
ゴムの総厚　(cm)	25X1.2＝30.0	25X1.5＝37.5
鉛プラグの個数　(個)	2	2
鉛プラグの直径　(cm)	25.0	25.0

表－3.4.16　免震装置および橋の振動特性

地震動種別		震度法				保有水平耐力法			
振動方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向	
橋脚		P2～P5	P1, P6	P2～P5	P1, P6	P2～P5	P1, P6	P2～P5	P1, P6
設計変位 (cm)		2.57	2.65	2.55	2.65	51.8	51.8	51.8	51.8
免震装置	等価剛性 (tf/m)	4,306	1,899	4,332	1,899	586	280	586	280
	等価減衰定数 (%)	21.2	19.6	21.1	19.6	16.3	15.8	16.3	15.8
橋梁全体	固有周期 (sec)	0.80		0.76		1.94		1.90	
	減衰定数 (%)	17.3		18.5		15.4		15.9	
分担重量 (tf)		1,018	463	1,029	451	1,009	483	1,017	473
設計水平震度		0.20		0.20		0.60		0.60	



図－3.4.7　計算モデル

表－3.4.17　主桁の断面諸元

断面積	7.01m²
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ(Y軸回り)	3.69m⁴
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ(Z軸回り)	71.99m⁴
ねじりﾓｰﾒﾝﾄ (X軸回り)	9.61m⁴

表－3.4.18　基礎のバネ定数

	P2～P5	P1,P6
水平ﾊﾞﾈ定数(X方向)	5.380E+05	2.690E+05
水平ﾊﾞﾈ定数(Y方向)	5.380E+05	2.690E+05
回転ﾊﾞﾈ定数(X軸回り)	1.170E+07	5.850E+06
回転ﾊﾞﾈ定数(Y軸回り)	1.170E+07	5.850E+06

表－3.4.19　橋脚の断面諸元

	震度法レベル		保有耐力法レベル	
	P2～P5	P1,P6	P2～P5	P1,P6
断面積	16.80 m²	8.40 m²	16.80 m²	8.40 m²
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ(Y軸回り)	10.98 m²	5.49 m²	3.76 m²	1.88 m²
断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ(Z軸回り)	50.40 m²	25.20 m²	19.03 m²	9.52 m²
ねじりﾓｰﾒﾝﾄ (X軸回り)	30.70 m²	15.35 m²	30.70 m²	15.35 m²

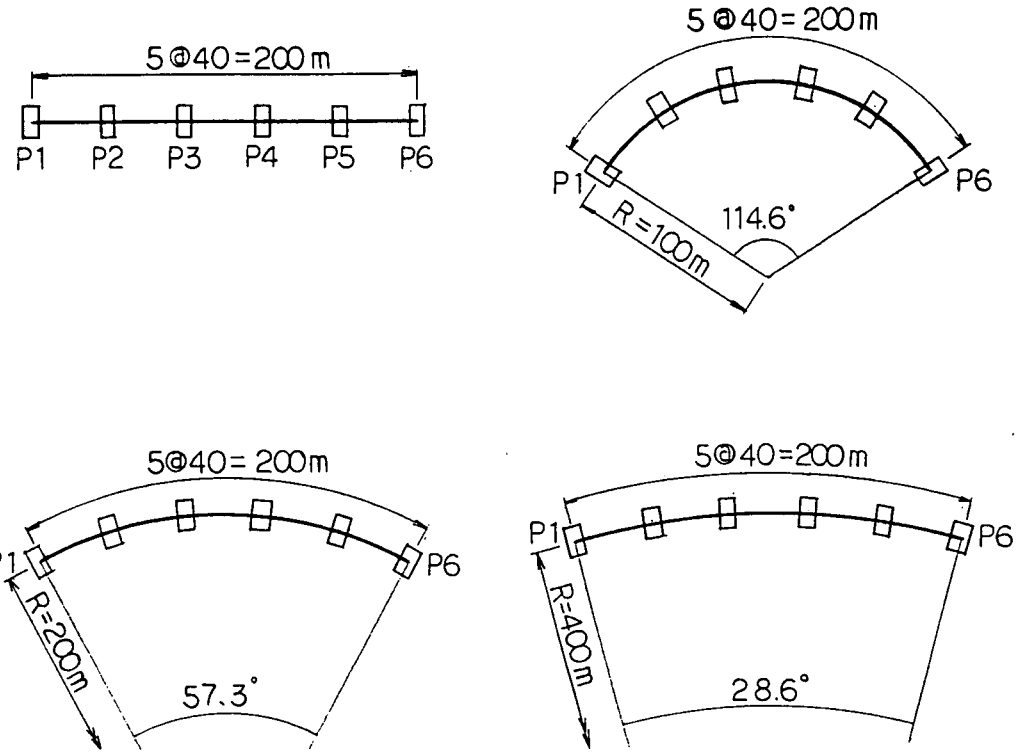
(2) 曲線免震橋に対する適用性の検討

i) 検討方法

都市内高架橋をはじめとして曲線線形を有する橋梁は少なくない。曲線橋は三次元構造であるため、厳密に最大応答値を求めるためには、種々な方向の地震入力に対する解析が必要となる。本検討では、静的計算法を免震装置を有する曲線橋に適用する場合の簡易設計法を提案するとともに、曲線半径の異なる免震曲線橋の地震時挙動を比較することにより、曲線半径の影響について検討する。

対象とする橋梁は、図－3.4.8 に示すような基本モデル橋（直線橋）および基本モデル橋と同じ橋長で、曲線半径がそれぞれ100m, 200m, 400mである曲線橋である。

本研究では、多方向の地震動振幅が同時刻に卓越しない地震を対象とし、保有水平耐力法レベルのⅡ種地盤用地震動が任意の一方向から作用するものとして、静的計算法および応答スペクトル法を用いて免震曲線橋の地震時挙動を検討する。



図－3.4.8 対象とする曲線橋の平面線形

ii) 最大応答値の算定方法

免震橋では免震装置の変形に伴い、上部構造がほぼ剛体として並進する1次振動モードが卓越するため、地盤および下部構造の剛性が顕著に変化しない場合には、静的計算法における任意の方向の地震動に対する免震橋の変位や断面力の最大値は、任意の直交する2方向の地震動に対する応答値から以下のようにして推定することが可能であると考えられる。

図－3.4.9 に示すように、任意の方向αの地震動による橋軸方向の慣性力F_{Le}および橋軸直角方向の慣性力F_{Te}は、式(3.4.1)で表される。

$$\begin{cases} F_{Le} = F_e \cos(\phi - \alpha) \\ F_{Te} = -F_e \sin(\phi - \alpha) \end{cases} \quad \text{---------- (3.4.1)}$$

また、任意の直交するX方向およびY方向の地震による慣性力は、次式で示される。

$$\begin{cases} \text{X方向地震による橋軸方向の慣性力：} F_{LX} = F_X \cos\phi \\ \text{X方向地震による直角方向の慣性力：} F_{TX} = -F_X \sin\phi \\ \text{Y方向地震による橋軸方向の慣性力：} F_{LY} = F_Y \sin\phi \\ \text{Y方向地震による直角方向の慣性力：} F_{TY} = -F_Y \cos\phi \end{cases} \quad \text{---------- (3.4.2)}$$

ここに、 F_X ：X方向地震力

F_Y ：Y方向地震力

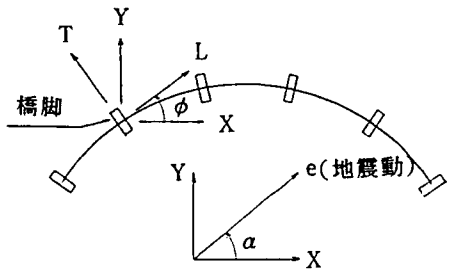
$F_e = F_X = F_Y$ を仮定すれば、式(3.4.1)，式(3.4.2) より、橋軸方向の慣性力の最大値F_{Lmax}および橋軸直角方向の慣性力の最大値F_{Tmax}は、それぞれ式(3.4.3)，
式(3.4.4)で表される。

$$F_{Le} = \sqrt{F_{LX}^2 + F_{LY}^2} \cos(\alpha - \beta) \quad \text{-- (3.4.3)}$$

ここに、 $\beta = \tan^{-1} \dfrac{F_{LY}}{F_{LX}}$

$$F_{Te} = \sqrt{F_{TX}^2 + F_{TY}^2} \cos(\alpha - \gamma) \quad \text{-- (3.4.4)}$$

ここに、 $\gamma = \tan^{-1} \dfrac{F_{TY}}{F_{TX}}$



図－3.4.9 概念図

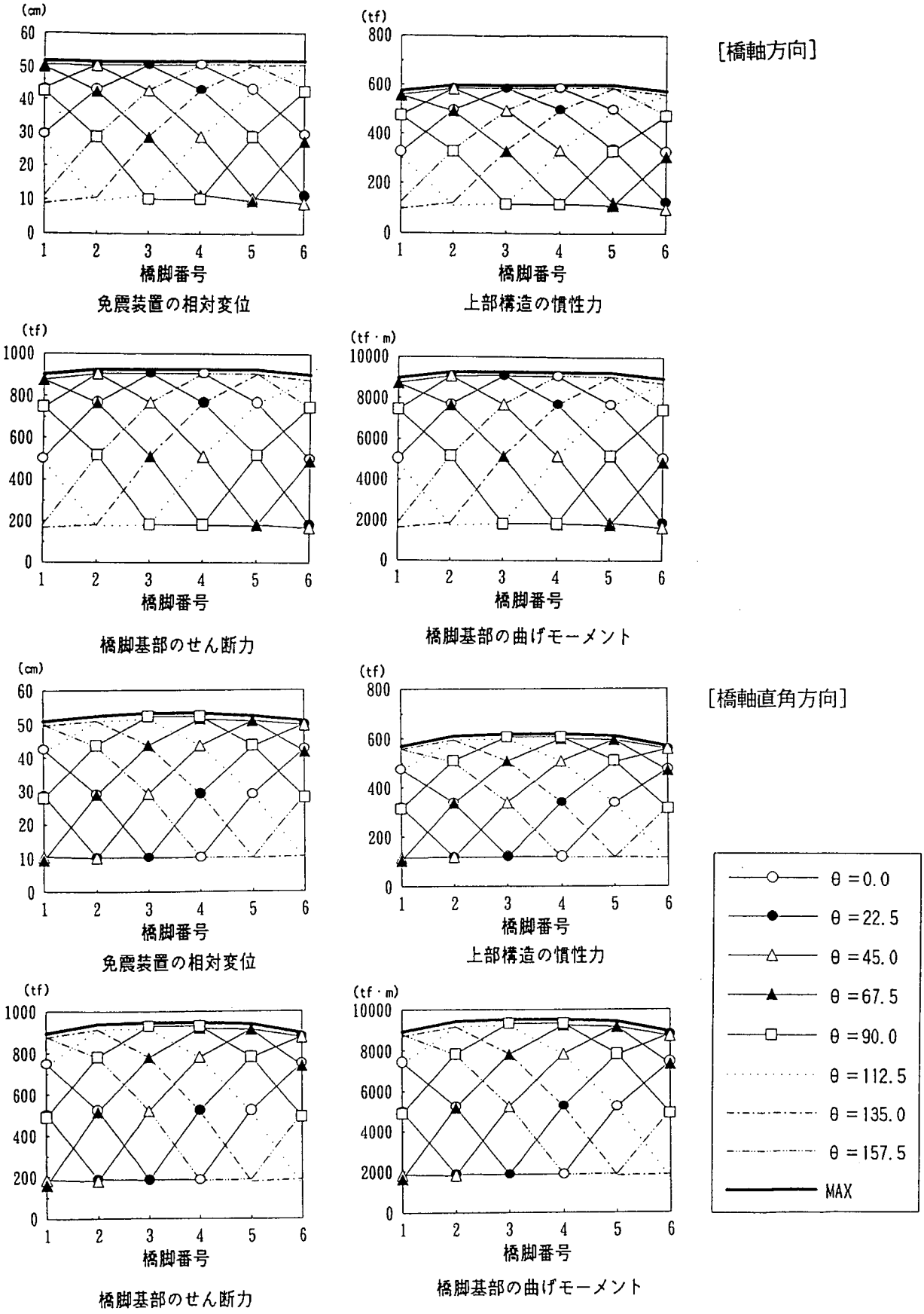
免震橋では、一般橋に比較して上部構造と下部構造の連成効果が小さいこと、および上部構造は剛体的に挙動することを考慮すれば、免震装置の変位や下部構造の断面力の最大値に関しても、式(3.4.3)，式(3.4.4) が成立するものと考えられる。

図－3.4.10 は、曲線半径100m の曲線橋に種々な方向から地震動が入射する場合の計算値と、上記の方法で算定した最大値を比較したものである。本手法を適用して算定された最大値が任意方向の地震に対する応答値を包絡していることが判る。

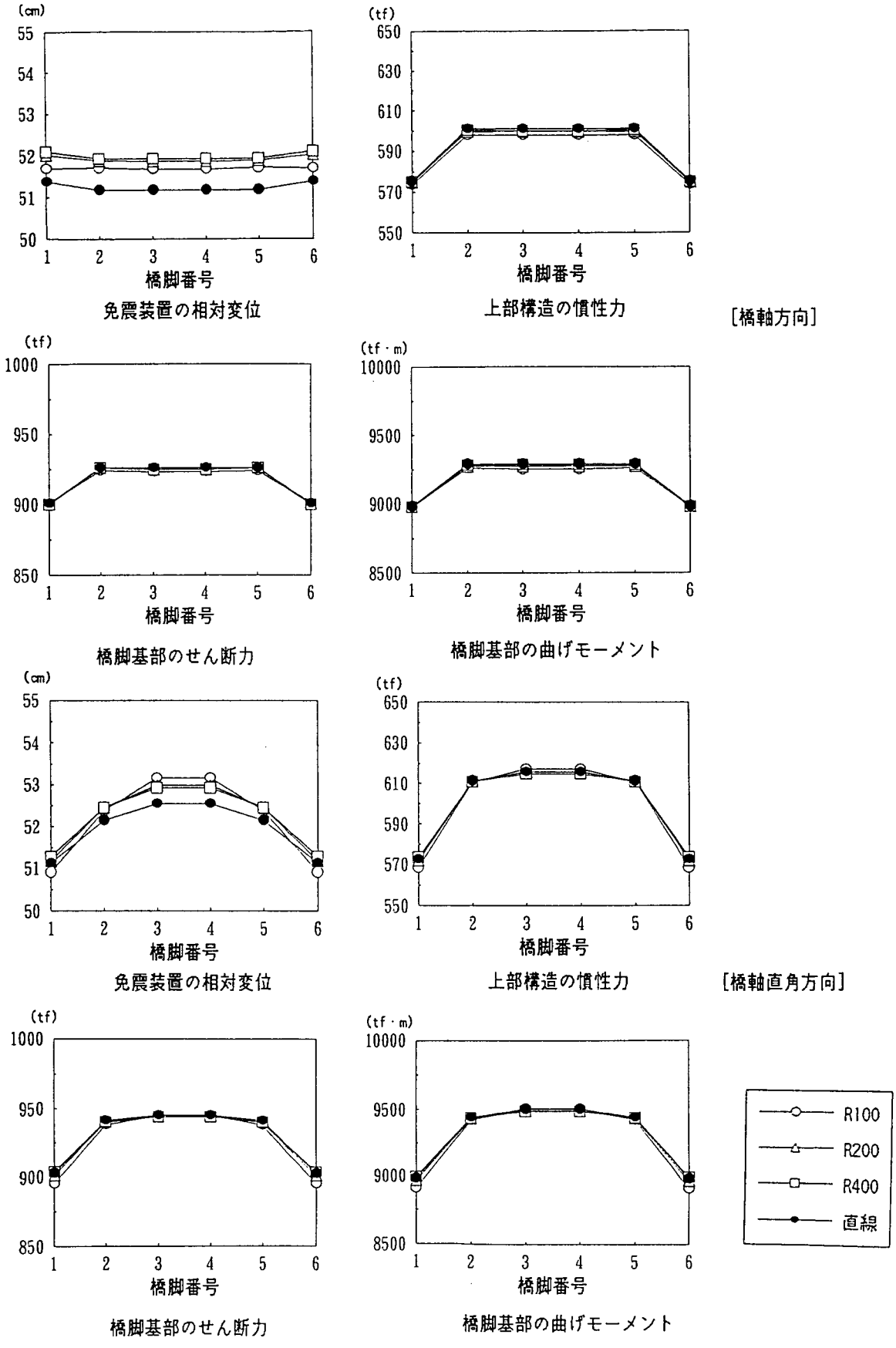
iii) 曲線半径の相違による影響

図－3.4.11は、曲線半径の異なる曲線橋と直線橋について、X，Y方向地震動に対する静的計算結果から、ii) に示した方法を用いて算定される最大応答値を比較したものである。橋軸方向，橋軸直角方向とも曲線半径の相違による差は少なく、ほぼ直線橋における最大応答値に等しいことから、本研究で対象としたような一定曲率の線形を有する免震曲線橋は、簡易的には直線橋として検討しても差し支えないと考えられる。

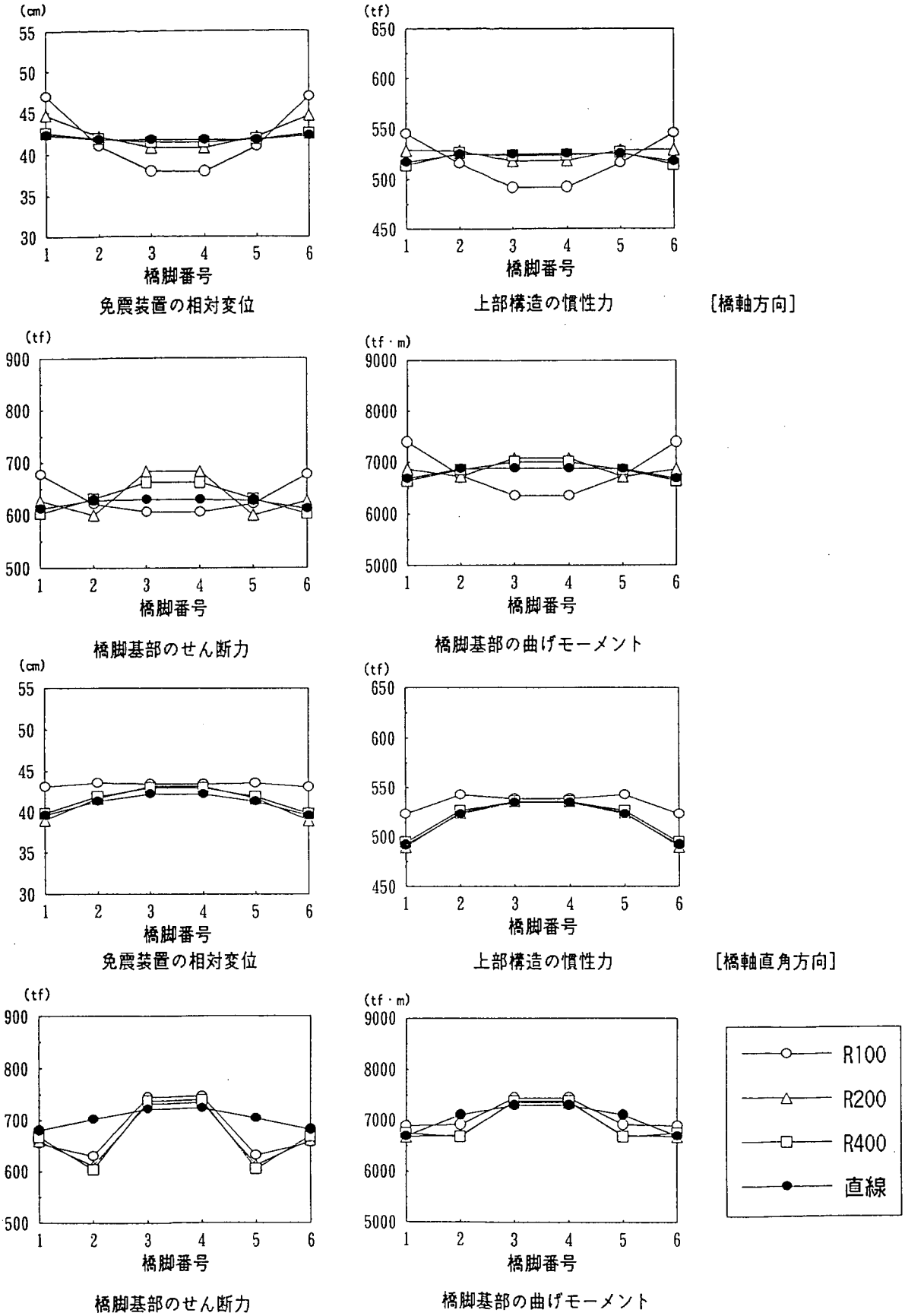
図－3.4.12は、応答スペクトル法による動的解析を用いて、同様な検討を行った結果を示している。なお、応答スペクトル法においては、22次までの高次モードを考慮している。静的計算法による場合よりは、



図－3.4.10　入射方向の相違による比較



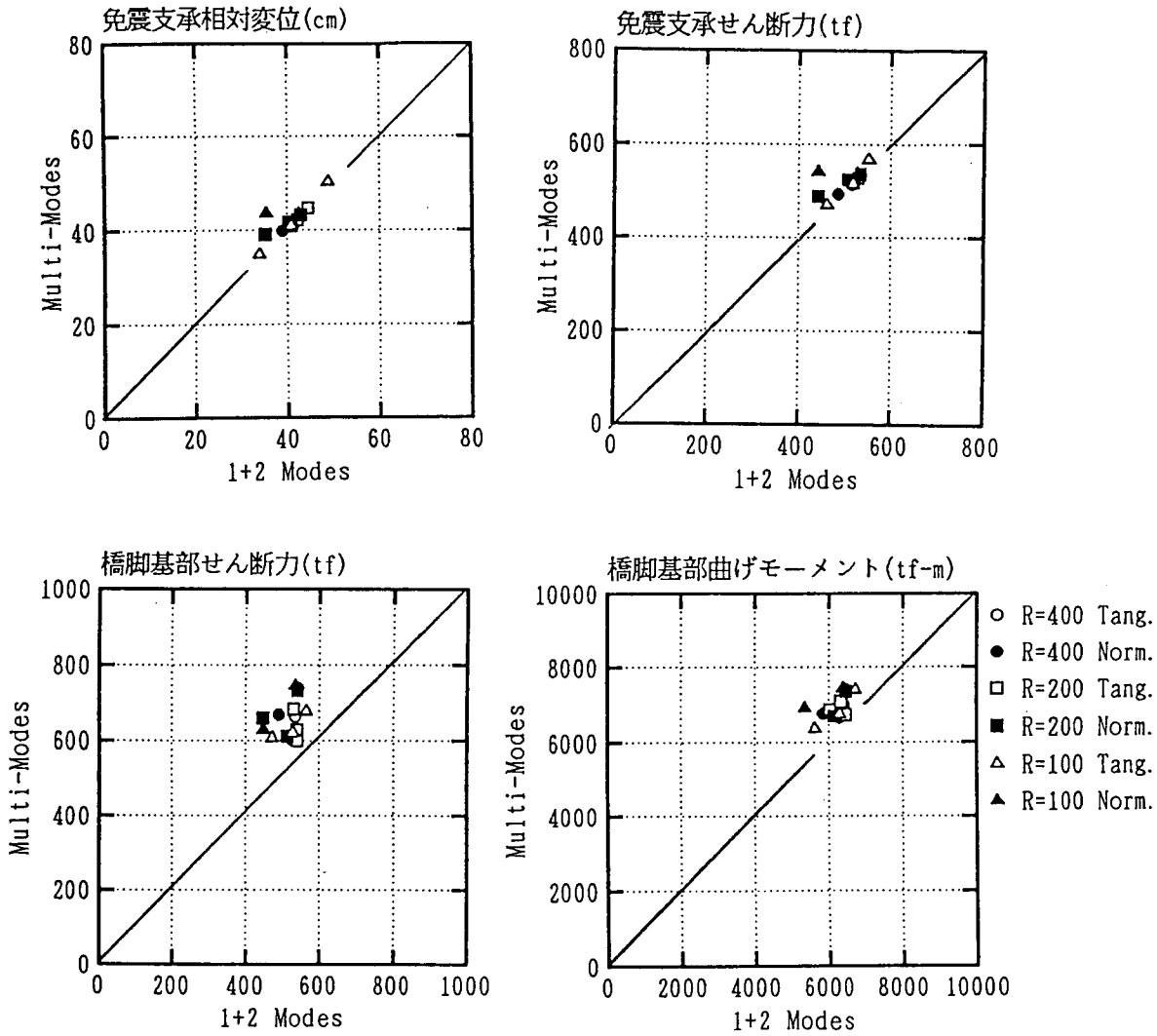
図－3.4.11　静的計算法における曲線半径の影響



図－3.4.12　応答スペクトル法における曲線半径の影響

曲線半径の相違が橋梁の応答に与える影響がやや大きいが、曲線半径が200m以上の場合にはほぼ直線橋の応答と近似していることが判る。

応答スペクトル法を用いて、橋軸方向および橋軸直角方向の基本振動モードである１次ならびに２次の振動モードを考慮した計算結果と、２２次までの高次の振動モードを考慮した計算結果との比較を図－3.4.13に示す。橋脚基部のせん断力の相関性はやや低いものの、免震支承の変位および下部構造の断面力について、概ね良い対応を示していると言える。したがって、曲線線形を有する免震橋についても、直線橋と同様に高次振動の影響は少なく、静的計算法の適用性は高いものと考えられる。



図－3.4.13　高次振動モードの影響

(3) 異種地盤上の免震橋に対する適用性の検討

i) 検討方法

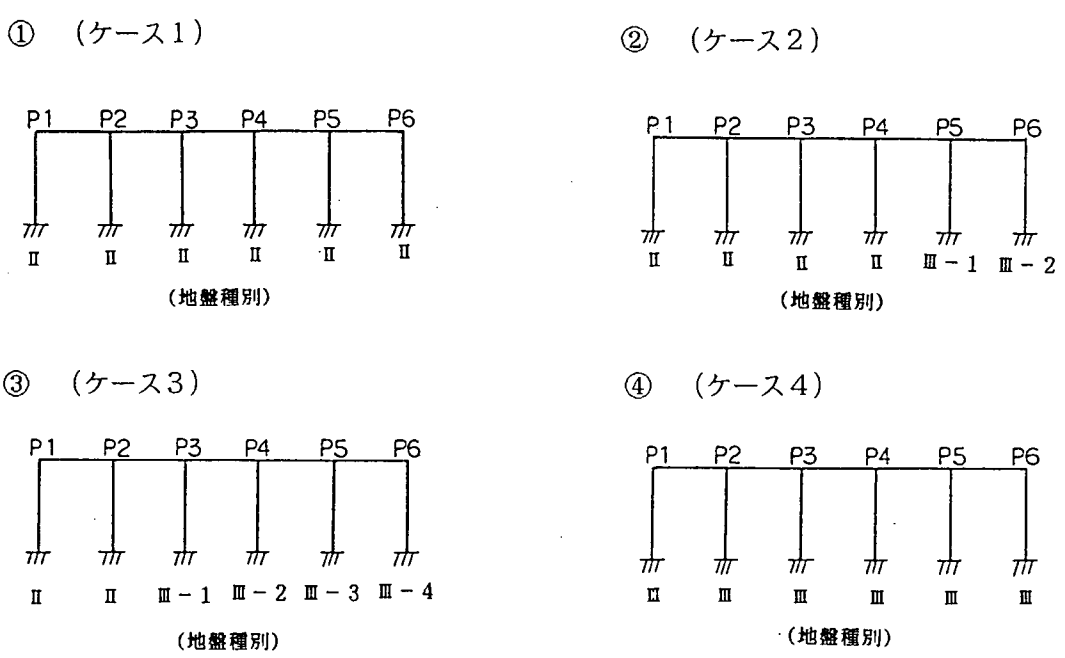
Ⅱ種地盤からⅢ種地盤へと変化するような地点に、免震装置を有する橋梁が建設されることを想定して、静的計算結果と時刻歴応答解析結果とを比較することにより、静的計算法の適用性について検討する。

検討ケースを図－3.4.14に示す。（ケース１）および（ケース４）はそれぞれⅡ種，Ⅲ種の同一種別の地盤の場合、（ケース２）および（ケース３）は地盤種別が異なる場合であり、3.4.3(1)に示す基本モデル橋を対象とする。ただし、Ⅲ種地盤上の橋脚の橋軸方向の幅は3.2mとする。また、いづれのケースにおいても、Ⅱ種地盤上の橋脚には表－3.4.15に示す仕様の免震装置が、Ⅲ種地盤上の橋脚には、（ケース４）の設計において選定した表－3.4.20に示す仕様の免震装置を用いることとする。

（ケース４）における免震装置と橋の振動特性を表－3.4.21に示す。

表－3.4.20　免震装置の仕様　（Ⅲ種地盤用）

橋　　脚	P2 ～ P5	P1 , P6
個数　（１橋脚当たり）	2	4
鉛直荷重　(t/支承)	500	250
ゴムの弾性係数(kg/cm²)	12.0	12.0
平面形状　ａ×ｂ　(cm)	130X130	95X95
ゴムの総厚　(cm)	25X1.2＝30.0	25X1.5＝37.5
鉛プラグの個数　(個)	2	2
鉛プラグの直径　(cm)	30.0	22.0



図－3.4.14　検討ケース

表－3.4.21　免震装置および橋の振動特性（ケース４）

地震動種別		震度法				保有水平耐力法			
振動方向		橋軸方向		橋軸直角方向		橋軸方向		橋軸直角方向	
橋　脚		P2～P5	P1, P6	P2～P5	P1, P6	P2～P5	P1, P6	P2～P5	P1, P6
設計変位 (cm)		2.50	2.50	2.50	2.50	62.3	63.2	62.7	63.0
免震装置	等価剛性 (tf/m)	6,180	3,184	6,180	3,184	663	298	662	298
	等価減衰定数 (%)	18.0	11.1	18.0	11.1	17.1	19.8	17.1	19.8
橋梁全体	固有周期 (sec)	0.68		0.66		1.83		1.80	
	減衰定数 (%)	15.1		15.1		16.8		17.2	
分担重量 (tf)		996	508	1,010	464	1,019	461	1,021	457
設計水平震度		0.24		0.24		0.80		0.80	

静的計算における断面力は、「道路橋示方書耐震設計編 3.3.3慣性力の算定方法」に準じて算定する。また、変位については特に規定されていないが、断面力と同様にして計算することとした。

一方、動的解析に用いる入力地震動に関しては、Ⅱ種地盤上の基礎には「マニュアル（案）」に規定されるⅡ種地盤用入力地震動を入力する。宮城県沖地震での観測例によれば、地表面での地盤ひずみは、2×10^{-4}程度であることから、ここでは400m離れた地点でⅢ種地盤用の加速度応答スペクトルを示す地震波が得られるものとする。その間は地震波特性が徐々に変化するものと仮定し、Ⅲ種地盤上の基礎に対する入力地震動としては、Ⅱ種地盤上の基礎からの距離に応じて、Ⅱ種地盤用地震波の加速度応答スペクトルとⅢ種地盤用地震波の加速度応答スペクトルを補間することによって、加速度応答スペクトルを定め、これを満足する人工地震波を用いることとした。なお、位相特性としては板島波の位相を用いる。図－3.4.15に入力地震動波形とその応答加速度スペクトルを示す。

ii) 時刻歴応答解析法に基づく免震橋の応答特性

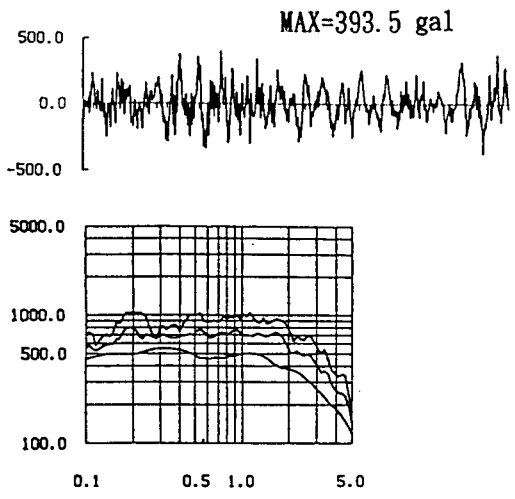
図－3.4.16では、ケース２の橋梁に多点異入力した場合（ケース２．１）の最大応答値と、全橋脚に同位相で地震動[Ⅲ－１]を入力した場合（ケース２．２）、ならびに地震動[Ⅱ]を入力した場合（ケース２．３）の最大応答値を比較している。免震装置の変位，上部構造の慣性力および橋脚基部に生じる断面力のいづれについても、多点異入力地震動を考慮した場合の応答が同位相入力の場合の応答を上回っている。しかしながら、ケース２．１ とケース２．２ との差は１割程度であり、多点入力地震動の不確実性を考慮すれば、急激な地盤特性の変化が無い場合には、同位相入力による応答解析を用いても免震橋梁の地震時挙動の検討が可能であると考えられる。

図－3.4.17は、図－3.4.16と同様な比較をケース３の橋梁について行ったものである。ケース２に比較して、多点異入力地震動を考慮した場合と同位相入力の場合との差が若干大きく表れているものの、適切な入力地震動を考慮することにより同位相入力の応答解析を適用しうるものと考えられる。

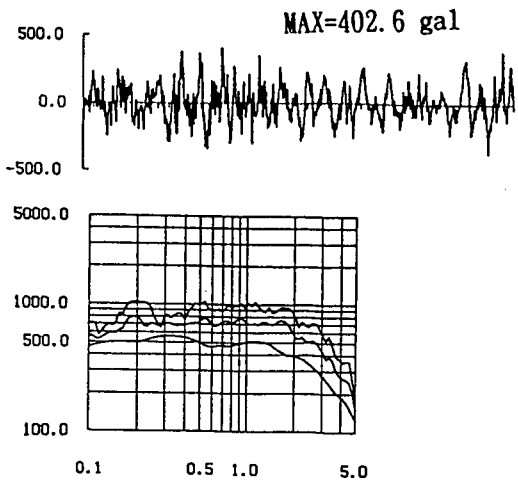
iii) 静的計算結果と時刻歴応答解析との比較

図－3.4.18は各検討ケースに対する静的計算結果を示し、図－3.4.19は動的解析結果を示す。静的計算および動的解析のいずれにおいても、地盤種別が異なる境界に位置する橋脚における応答の変化が明確に表れている。この原因は入力地震動自体の相違ならびに免震装置の特性の相違であると考えられるが、ii)の解析結果によれば、各橋脚に生じる応答の相違は前者の影響よりも、むしろ後者の影響が大きいものと推定される。

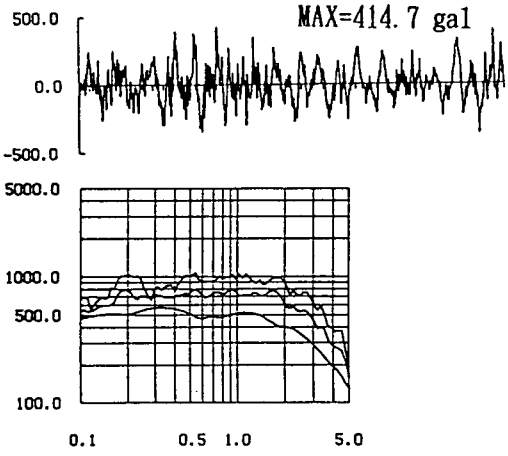
静的計算結果と動的計算結果を比較すれば、免震装置の変位や橋脚に生じる断面力について、静的計算による応答値が動的解析により応答値を上回っている。また、静的計算における各橋脚に生じる断面力の分布傾向は動的解析結果と相似していることから、ここで仮定した程度の地盤特性，免震装置特性の変化であれば、静的計算によってもかなり良く免震橋梁の地震時特性を表しうるものと考えられる。



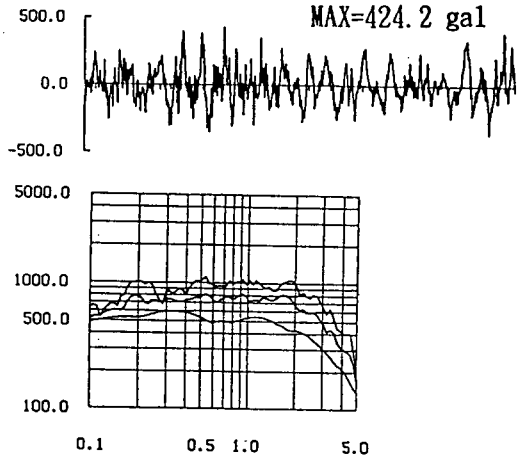
① 地震動Ⅱ（Ⅱ種地盤標準地震波）



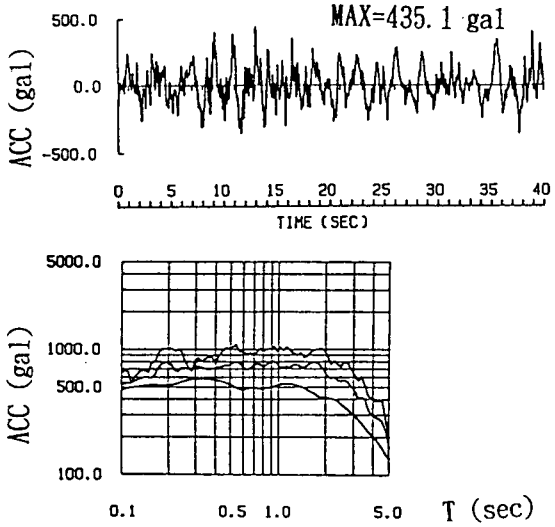
② 地震動Ⅲ－1



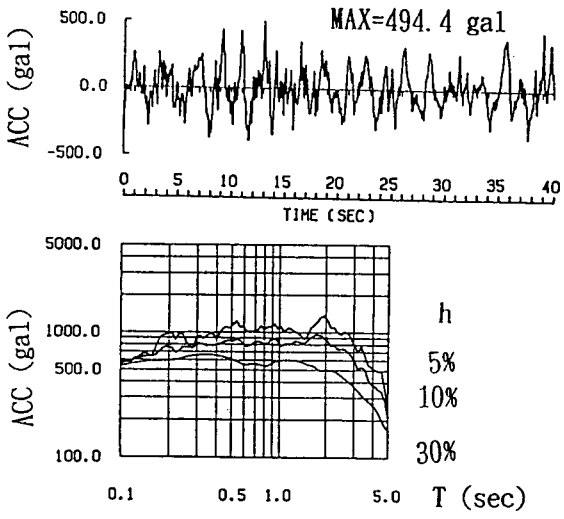
③ 地震動Ⅲ－2



④ 地震動Ⅲ－3

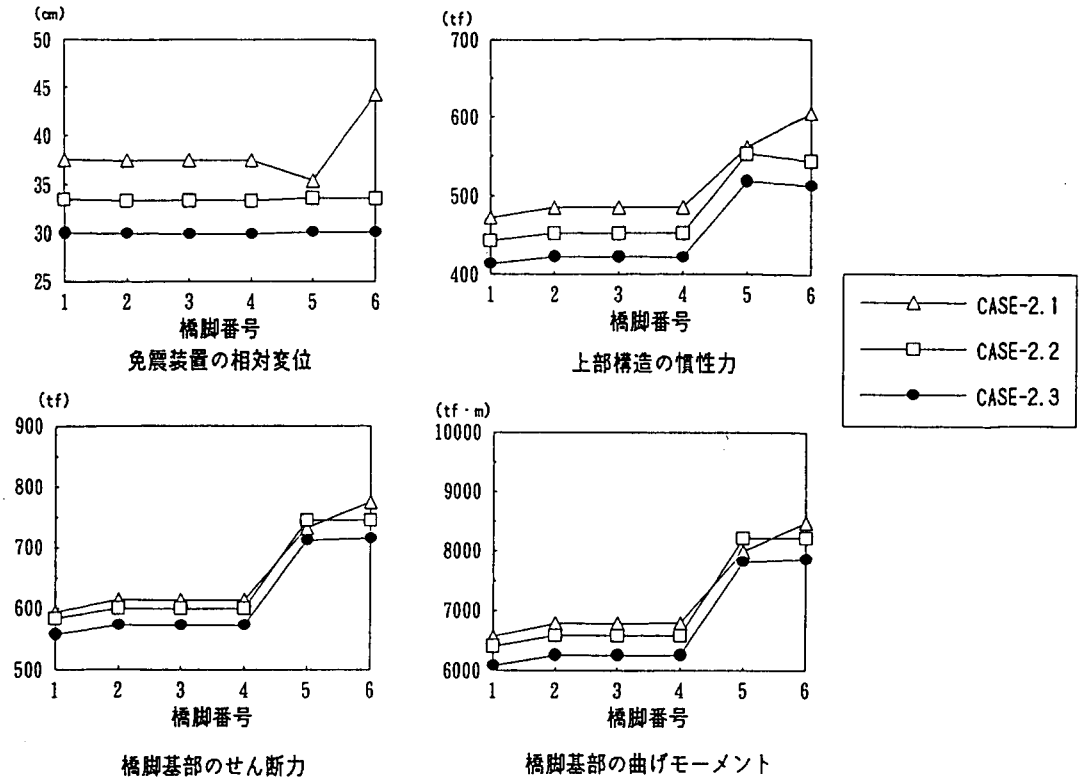


⑤ 地震動Ⅲ－4

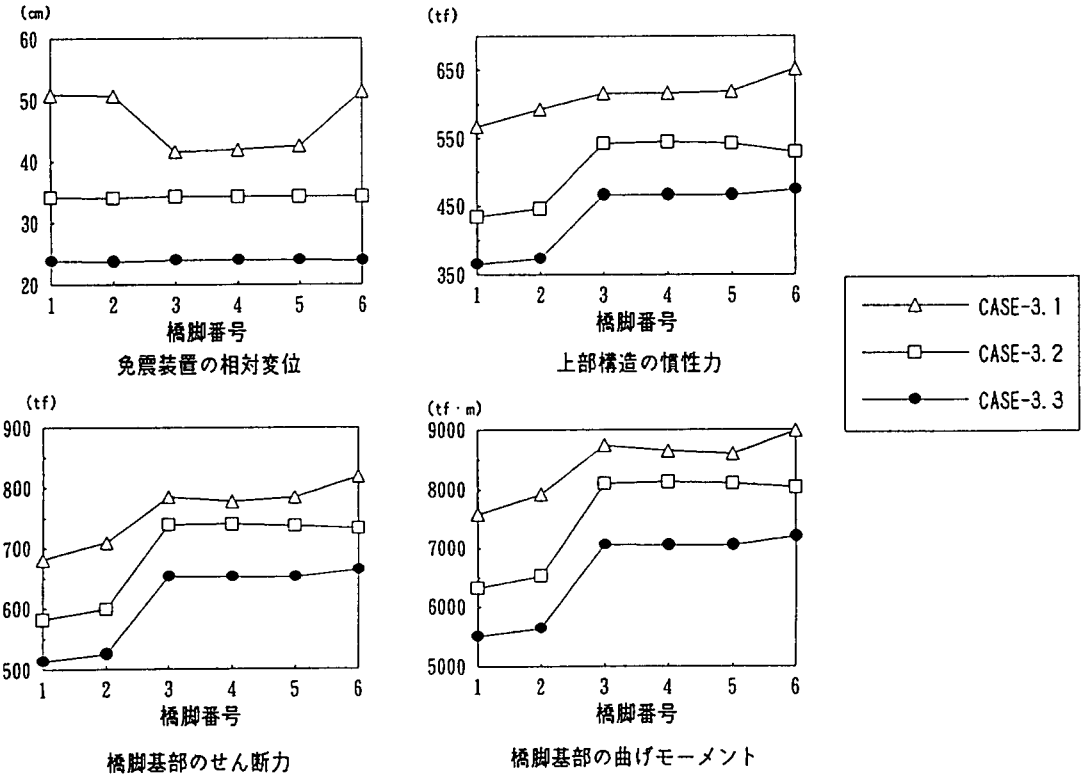


⑥ 地震動Ⅱ（Ⅱ種地盤標準地震波）

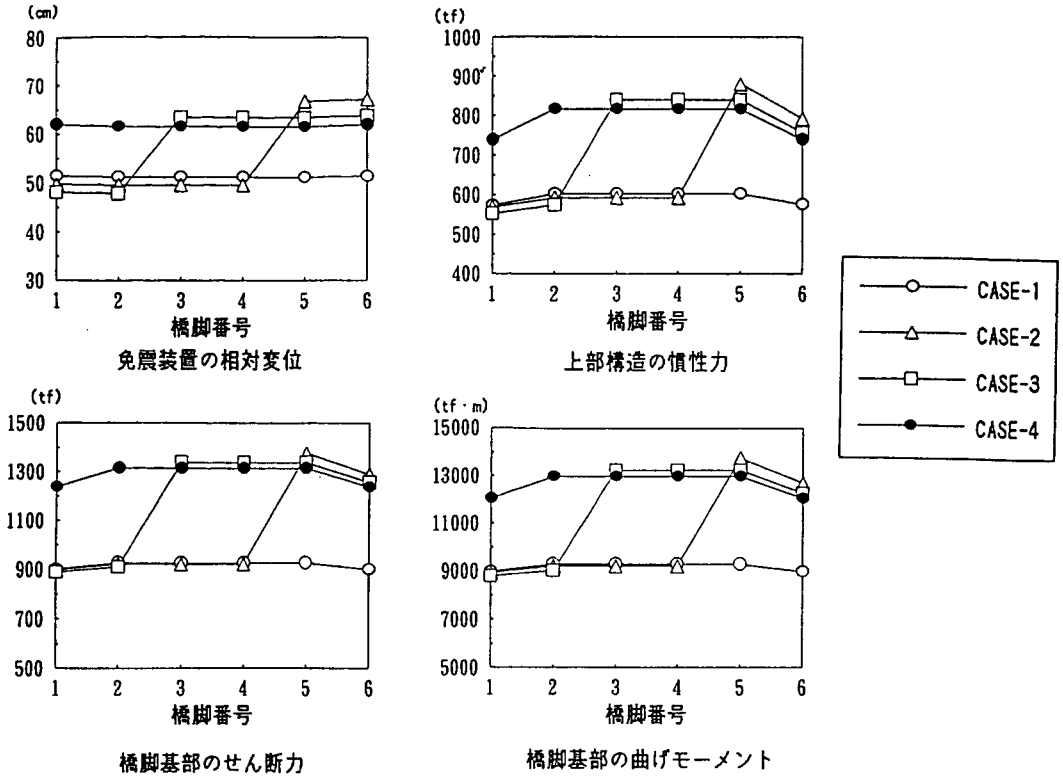
図－3.4.15 多点入力時刻歴応答解析に用いた入力地震動



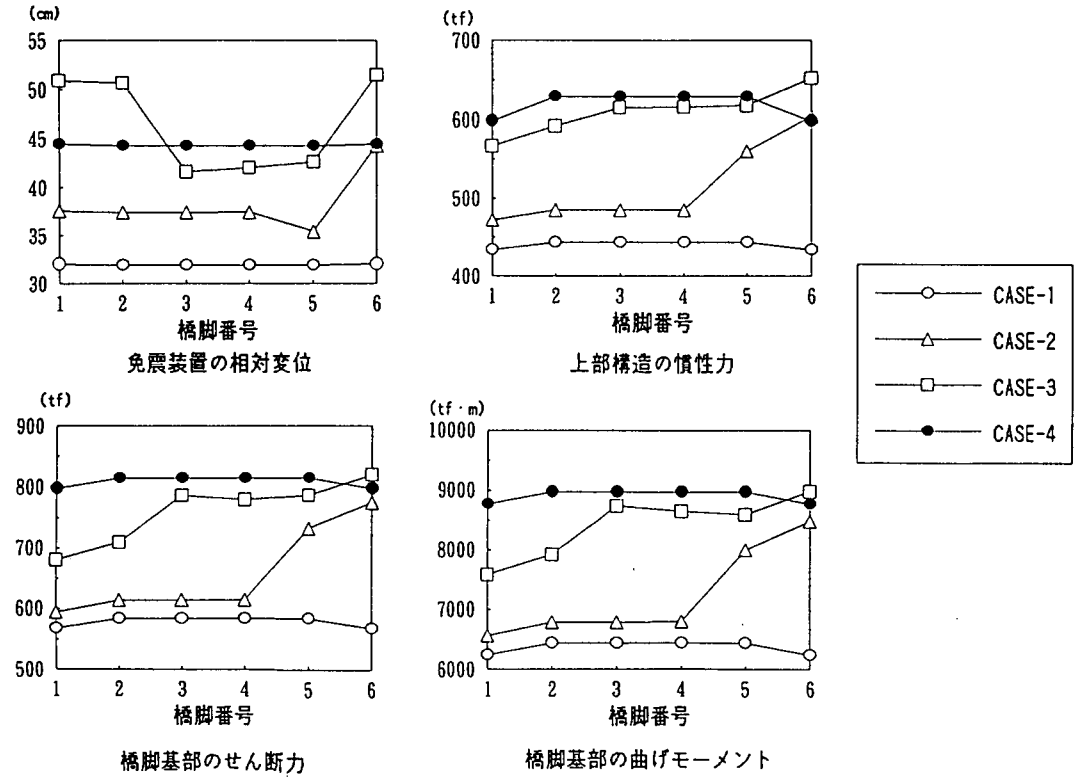
図－3.4.16　入力地震動の相違による影響(ケース２)



図－3.4.17　入力地震動の相違による影響(ケース３)



図－3.4.18　静的計算結果

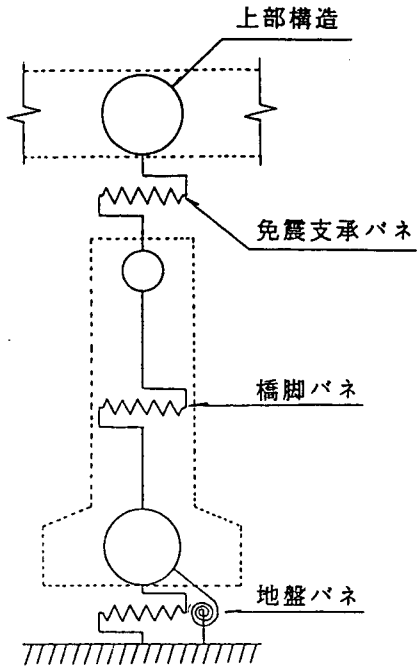


図－3.4.19　動的計算結果

(4) 地震時保有水平耐力法における橋脚剛性に関する検討

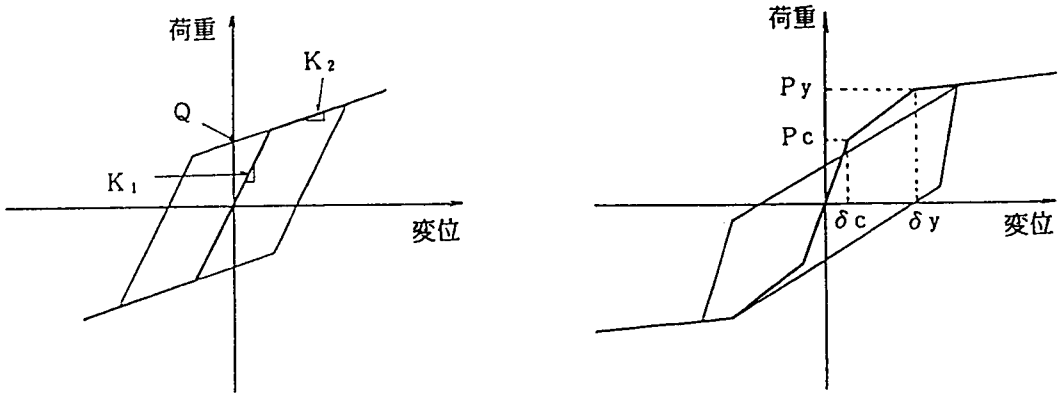
i) 検討方法

地震時保有水平耐力法による免震設計では、地盤加速度が0.3G～0.4G程度の地震動を対象とするため、一般的な鉄筋コンクリート橋脚は、ある程度塑性化するものと考えられる。塑性域に達した橋脚の剛性は、塑性率の変化に伴って変化するため、厳密に免震橋梁の地震時応答を算定するには、免震装置の特性のみならず橋脚の剛性についても繰り返し計算を行わなければならない。しかしながら、このような反復計算を行うと計算量が増加するため、「ガイドライン(案)」においては「道路橋示方書・耐震設計編」に準じて、鉄筋コンクリート橋脚の剛性として橋脚の降伏剛性を用いることとされている。



図－3.4.20　橋脚のモデル化

本検討では、この妥当性を検証するために、免震橋梁の1橋脚を図－3.4.20に示す3質点バネーマス系にモデル化し、①免震装置，橋脚とも非線形とした時刻歴応答解析、②免震装置を非線形，橋脚は等価剛性を用いて線形とした時刻歴応答解析を行い、解析結果を比較する。非線形解析を行う場合には、図－3.4.21に示すように免震装置の履歴曲線をバイ・リニア型に、橋脚の履歴曲線をディグレイディッド・トリ・リニア型にモデル化する。入力地震動は「平成2年度共同研究報告書」に示されている地震時保有水平耐力法レベルのⅡ種地盤用標準波形とし、橋脚を等価剛性で評価した場合の橋脚の減衰定数は10% とする。対象橋梁は、(1)に示す基本モデル橋である。ただし、橋脚の断面ならびに鉄筋量は表－3.4.22に示す3モデルについて検討している。



［免震装置］　　［橋脚］

図－3.4.21　免震装置および橋脚の履歴曲線モデル

表－3.4.22　検討橋脚の断面諸元

検討モデル		モデル－A	モデル－B	モデル－C
断面幅 (cm)	橋軸方向	280	200	200
	橋軸直角方向	600	600	600
配筋		98-D29	100-D32（外筋） 92-D32（内筋）	100-D29（外筋） 92-D25（内筋）
鉄筋量 (cm^2)		630	1,524	1,086
震度法	鉄筋応力度 (kg/cm^2)	2,580	2,105	2,692
	ｺﾝｸﾘｰﾄ応力度(kg/cm^2)	76.1	88.7	102.4

ii）橋脚剛性のモデル化について

各橋脚モデルについて、時刻歴応答解析による最大応答値の比較表を表－3.4.23に示す。表中の（）内の値は、免震装置，橋脚とも非線形とした解析値に対する橋脚を等価線形とした解析値の比率を表す。非線形解析において、降伏荷重が小さく塑性率が2.68となるモデル－Cでは、免震装置の特性に影響する免震装置の相対変位の相違は80% 程度となるが、降伏荷重が大きく橋脚の塑性率が2.0 程度より小さいモデル－AとモデルーBでは、免震装置の特性に影響する免震装置の相対変位の相違は、20%～30%程度である。

橋脚を降伏剛性で等価線形化したことによる上部構造の加速度の相違は10%～20%であるのに対して、橋脚頂部の加速度の差は50%～90%程度と大きい。これは、橋脚の減衰が免震装置の減衰に比して小さいことと、入力地震動の振幅特性の影響によるものと考えられる。

橋脚の断面が小さく降伏荷重が小さい場合に変位に与える影響はやや大きいものの、保有水平耐力法による下部構造の照査するに際して、重要な項目である上部構造の地震時水平慣性力の相違は10%～20%であり、橋脚の剛性を最大降伏剛性とする評価法は、ある程度の精度を有しているものと考えられる。

表－3.4.23　非線形解析と等価線形解析の最大応答値の比較

橋脚モデル		モデル－A		モデル－B		モデル－C	
解析法		完全非線形	橋脚等価線形	完全非線形	橋脚等価線形	完全非線形	橋脚等価線形
相対変位 (cm)	免震装置	19.98	26.60 (1.33)	19.02	23.09 (1.21)	14.96	26.94 (1.80)
	橋脚	7.16	8.26 (1.15)	4.31	3.52 (0.82)	13.09	9.27 (0.71)
加速度 (gal)	上部構造	373	419 (1.12)	355	399 (1.12)	356	421 (1.18)
	橋脚頂部	559	883 (1.58)	730	1184 (1.62)	467	875 (1.87)
上部構造慣性力(tf)		376	419 (1.11)	358	394 (1.10)	356	423 (1.19)
塑性率	免震装置	6.91	8.32 (1.20)	7.70	7.50 (0.97)	6.24	8.43 (1.35)
	橋脚	1.33	1.54 (1.16)	2.10	1.71 (0.81)	2.68	1.90 (0.71)
降伏荷重 (tf)	免震装置	197		197		197	
	橋脚	417		364		332	

3.4.4　簡易設計法に基づく免震設計手順

免震装置の等価剛性および等価減衰定数は、免震装置の設計変位に基づいて算定する。また、免震装置の地震時安定性は、免震装置の設計変位を基にして照査される。したがって、免震設計においては、免震装置の設計変位を適切に定めることが肝要であるが、免震装置は非線形な履歴特性を有するため、免震装置の設計変位を決定するためには、一般に繰り返し計算を行う必要がある。

一方、「平成２年度共同研究報告書」において、免震装置を用いた橋では、免震装置の変形に伴って上部構造が剛体的に変形する１次振動モードが卓越し、高次振動モードの影響が小さいことを示した。このような振動特性に基づいて、上部構造を剛体に、免震装置および橋脚剛性を水平バネにモデル化し、免震橋梁全体を１質点１自由度系の振動モデルで表した簡易モデルを提案し、その適用性が検証された。

「マニュアル（案）」では、橋梁を骨組構造にモデル化して検討することを原則としているが、免震設計の初期段階においては、本研究で提案したような簡易な計算モデルを用いて免震装置の仕様，形状の比較検討や下部構造の概略形状の設定等を行うのが合理的であると考えられる。

本節では、簡易計算モデルを用いた初期検討から構造細目の設計までの免震設計手順の試案を図－3.4.22に示し、その概要について説明する。

(1) の免震装置の選定においては、免震装置の形式と、アイソレーターおよびダンパーの形状，仕様等を決定する。免震装置の選定にあたっては、所定の免震効果を得ることのみならず、温度，クリープ，乾燥収縮の影響についても留意しなければならない。

(2)～(10) の震度法による初期検討では、図－3.4.23に示すように、免震装置の下面を固定した状態で上部構造を支持しているとした場合の上部構造－免震装置系のモデルを用いて、免震装置の設計変位 u_{Bi}、等価剛性 k_{Bi}および等価減衰定数h_{Bi}を繰り返し計算により算出する。免震装置の設計変位 u_B は式（3.4.5)で、橋の固有周期および減衰定数をそれぞれ式(3.4.7)， 式(3.4.8) で算定する。

$$u_{Bi} = k_h \cdot W_{Ui} / K_{Bi} \quad \text{----------} \quad (3.4.5)$$

$$W_{Ui} = W_U \cdot K_{Bi} / K_B \quad \text{----------} \quad (3.4.6)$$

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{W_U / (K_B \cdot G)} \quad \text{----------} \quad (3.4.7)$$

$$h = \Sigma\, h_{Bi} \cdot K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 / (\Sigma\, K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2) \quad \text{----} \quad (3.4.8)$$

ここに、

u_{Bi}：i 番目の免震装置の設計変位(m)

W_{Ui}：i 番目の免震装置が水平力を分担する上部構造の重量(tf)

T　：橋の固有周期

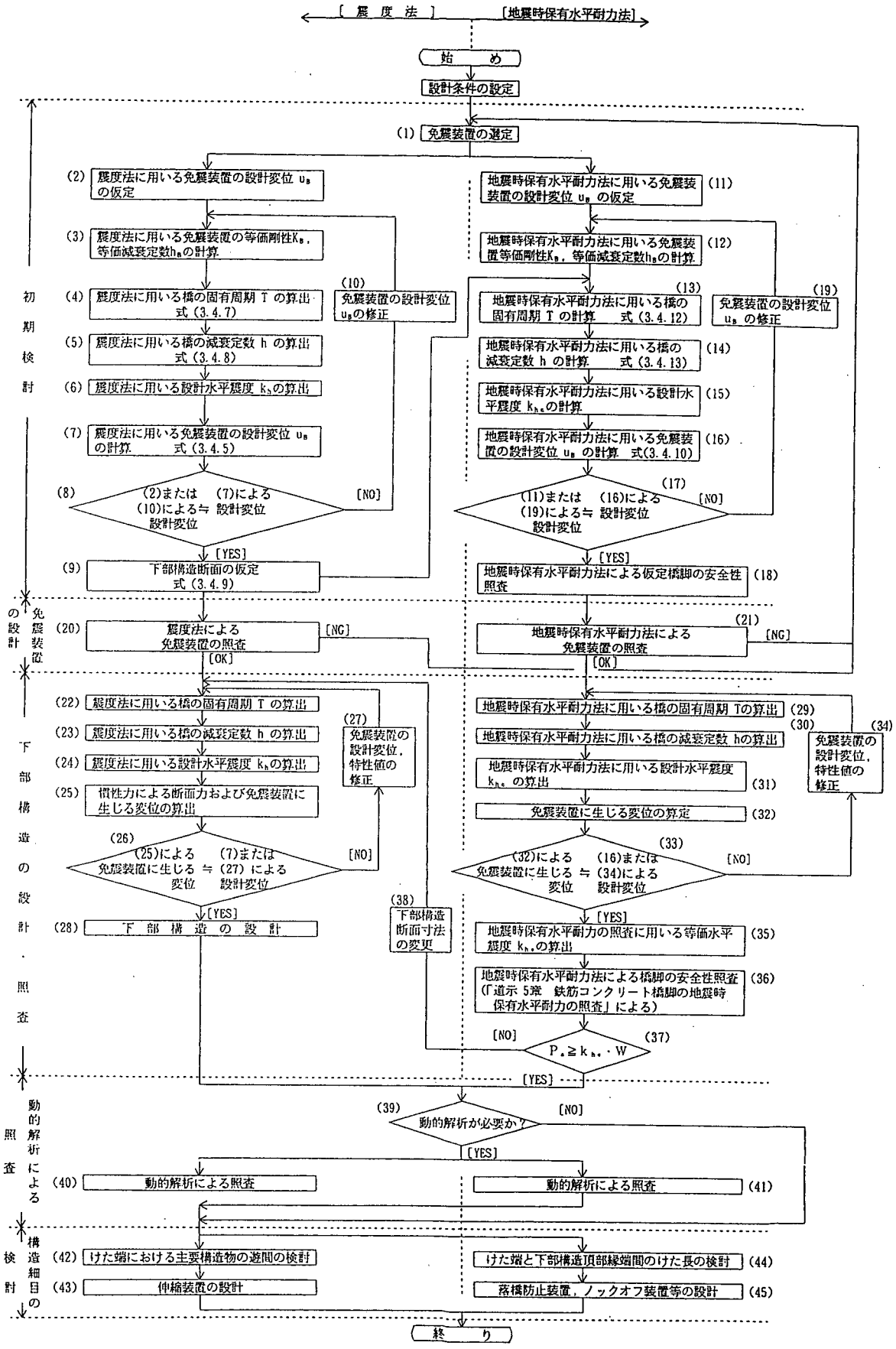
h　：橋の減衰定数

k_h　：震度法に用いる設計水平震度

W_U　：上部構造の重量［$=\Sigma W_{Ui}$］　(tf)

K_{Bi}：i 番目の免震装置の等価剛性（tf/m)

K_B　：橋全体の等価剛性［$=\Sigma K_{Bi}$］（tf/m)



図－3.2.22　簡易設計法に基づく免震設計手順（試案）

h_{Bi}：i 番目の免震装置の等価減衰定数

G　：重力加速度(=9.8m/sec²)

次に、橋脚の断面寸法を仮定し、式(3.4.9)より算出される橋脚基部の曲げモーメント Mi に対して橋脚基部の配筋を決定し、応力度を検定する。

$$M_i = k_h (W_{Ui} \cdot \ell_i + W_{Pi} \cdot P_i) \quad \text{---------- (3.4.9)}$$

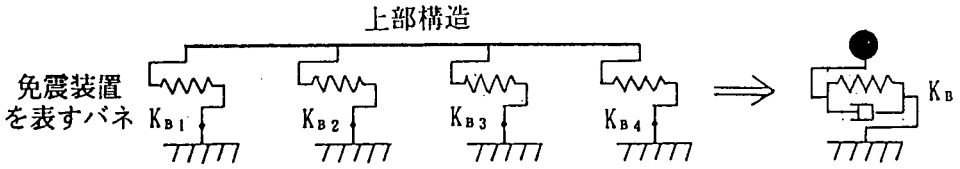
ここに、

M_i　：i 番目の橋脚基部に生じる曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tfm)

W_{Pi} ：i 番目の橋脚の重量 (tf)

ℓ_i ：i 番目の橋脚の上部構造慣性力の作用高さ (m)

P_i　：i 番目の橋脚自重に起因する慣性力の作用高さ (m)



図－3.4.23　震度法における免震橋梁の初期検討モデル

(11)～(19)の地震時水平保有耐力法による初期検討では、図－3.4.24に示すように、免震装置および下部構造の剛性を考慮したモデルを用いて、免震装置の設計変位 u_{Bi}、等価剛性 k_{Bi}および等価減衰定数h_{Bi}を繰り返し計算により算出する。橋脚の剛性としては、道路橋示方書の規定に従って求めた橋脚の降伏水平耐力P_yと降伏変位δ_yから算定される降伏剛性を用いる。免震装置の設計変位 u_B は式(3.4.10)で、橋の固有周期および減衰定数をそれぞれ式(3.4.12)，式(3.4.13) で算定する。

$$W_{Ui} = W_{Ui} \cdot K_i / K \quad \text{---------- (3.4.10)}$$

$$1 / K_i = 1 / K_{Bi} + 1 / K_{Pi} \quad \text{---------- (3.4.11)}$$

$$T = 2\pi \sqrt{W_U / (K \cdot G)} \quad \text{---------- (3.4.12)}$$

$$h = \frac{\Sigma\, h_{Bi} \cdot K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 + \Sigma\, h_{pi} \cdot K_{Bi}^2 \cdot u_{Bi}^2 / K_{Pi}}{\Sigma\, K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 + \Sigma\, K_{Bi}^2 \cdot u_{Bi}^2 / K_{Pi}} \quad \text{---- (3.4.13)}$$

ここに、

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

K_i　：i 番目の免震装置と橋脚の剛性から求まる等価剛性(tf/m)

K　：橋全体の等価剛性 [$=\Sigma K_i$] (tf/m)

h_{Bi}：i 番目の免震装置の等価減衰定数

K_{Pi}：i 番目の橋脚の等価剛性で下式により算定する。(tf/m)

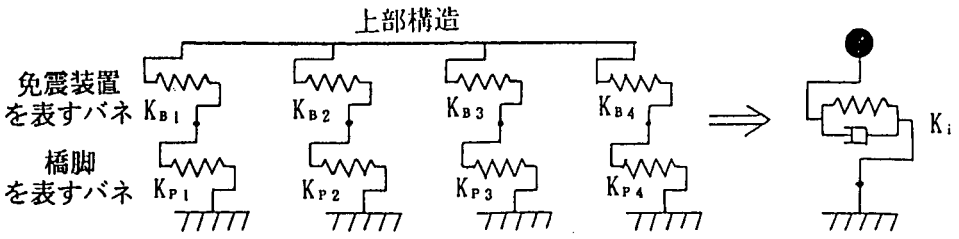
$$K_{Pi} = P_y / \delta_y$$

ここに、

P_y　：橋脚の降伏水平耐力(tf)

δ_y ：橋脚の降伏変位(m)

次に、道路橋示方書に従って、仮定した下部構造の地震時保有水平耐力の照査を行う。



図－3.4.24　地震時保有水平耐力法における免震橋梁の初期検討モデル

(20)(21)の免震装置の照査では、「マニュアル（案）4章 免震装置の設計」に従って、震度法および地震時保有水平耐力法における設計変位に対して、積層ゴム支承の水平変位，局部せん断ひずみ等の照査を行う。

(22)～(28)においては、「マニュアル(案) 3章 免震設計」 に従って、免震橋梁を骨組構造にモデル化し、震度法による下部構造の設計を行う。また、免震装置に生じる変位が、震度法による免震装置の設計変位に近似することを確認する。

(29)～(38)においては、「マニュアル(案) 3章 免震設計」 に規定された地震時保有耐力法に用いる設計水平震度により、道路橋示方書に従って、鉄筋コンクリート橋脚の地震時水平保有耐力の照査を行うとともに、免震装置に生じる変位が、地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位に近似することを確認する。

一般に、免震装置を有する橋梁は、免震装置の変位に伴う1次振動モードが卓越するため、静的計算法の適用性が高いが、特に動的特性が問題になることが想定される場合には、必要に応じて、(40)(41)に示すように「マニュアル(案) 5章 動的解析による照査」 に従って、動的解析を行う。

以上の手順に従って、免震装置と下部構造に対する安全が確認された場合には、(42)～(45)に示すように「マニュアル(案) 6章 免震装置を用いる場合の構造細目」 に従って、構造細目の設計を行う。

＜参考文献＞

1) （財）国土開発技術センター；道路橋の免震設計ガイドライン（案），1989.3

2) 建設省土木研究所；道路橋免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２），1991.7

3) （社）日本道路協会；道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1990.2

4) （財）土木研究センター；道路橋の免震設計マニュアル（案），1992.4

＜民側担当会社＞　清水建設株式会社，鹿島建設株式会社，株式会社奥村組，株式会社熊谷組，
五洋建設株式会社，株式会社竹中土木，株式会社竹中工務店

3.5　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

3.5.1　平成3年度の研究成果の概要

(1) 研究の概要

昨年度までの研究に対し、今年度は主要構造物間の遊間の決定方法など、構造細目に関する基本方針に変更が生じた。

今年度は、成果を最終的にマニュアルにまとめるに必要な以下の検討を実施した。

① 構造細目に関する基本方針の整理
② 落橋防止構造の検討
③ 変位抑制装置の検討
④ 伸縮装置の検討
⑤ ノックオフ構造の検討

(2) 成果の要約

① 構造細目の基本方針

主要構造物間の遊間として問題となるのはけた端部であり、具体的にはけた端部と橋台胸壁の間隙、およびかけ違い橋脚上のけたとけたの間隙である。これらの遊間は、ともに震度法による上下部構造間相対変位以上の寸法を設けるものとした。

昨年度までは、主要構造物間の遊間を地震時保有水平耐力法による上下部構造間相対変位U_Bをもとに決定するものとしていた。変更の理由は次の通りである。

xi) 過度に遊間を大きくすると伸縮継手の遊間も大きくなり、維持管理や走行性、振動、騒音などの問題となりやすい。

xii) 橋台とけたや隣接するけたの衝突は伸縮装置や衝突面の部分的な損傷は生じるが、構造系全体としての振動に悪影響を及ぼすことはない。むしろ、小さな変位振幅の段階で小刻みに小さな衝突が繰り返し発生することは、振動エネルギーを逸散させるうえで効果的ですらある。

けた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけたの長さについては、道路橋示方書V耐震設計編7.2.3に規定される量を満足するものとし、さらに地震時保有水平耐力法による上下部構造間の相対変位U_Bに70cmの余裕を加えた距離以上とした。

伸縮装置の設計伸縮量は、温度変化など地震以外の原因によるけたの伸縮量と震度法による変位を比較し、どちらか大きい方の寸法によって決定する。これについては昨年度までの基本方針と変わらない。

落橋防止装置はけた端部に必ず設けるものとし、その耐荷力は下記の量以上とする。

xi) 該当する支承の鉛直死荷重反力に相当する力

xii) 該当するスパンの重量の１／２倍の力

② 落橋防止構造の検討

この章では、橋の最終的な耐震安全を保持するために設けられる落橋防止構造の規定について検討している。先ず、本年度に新しく規定された設計震度を用いた場合に、一般的な免震橋の上部構造がどの程度の変位挙動を示すかを知るためにモデル橋を想定した試算を行った。試算の仮定において、免震装置が良好な減衰の効果を発揮するためには、ある程度以上固有周期を伸長する必要があること、この判断の段階で免震支承に必要とされる断面形状が、ほぼ決定されることを示した。試算の結果得られた変位量u_Bや、支承寸法がけた掛かり長S_Eや、支承縁端距離Sの規定など、大変位時のけた掛かり長さに関係する規定と無理なく整合するかどうかについて検討した。

③ 変位抑制装置の検討

従来の可動／固定の別のある橋においては、可動支承に移動制限装置を設けることにしているが、免震設計による橋においてその延長上の構想による装置が意義をもつものであるか否かを検討した。一案として、免震装置の変位が震度法による変位を越えたところから働き、しかもエネルギー吸収の効果を持つ装置を取り上げ、これを変位抑制の目的に用いることを考えた。

変位振幅が大きくなる典型的な事例を想定し、上記目的による変位抑制装置を設置した場合の橋の挙動を求め、変位抑制装置の摩擦反力の作用による変位抑制効果が確認された。

④ 伸縮装置の検討

本年度に作成したマニュアルの規定の基本的な考え方について紹介し、実際の免震橋の設計において伸縮装置の設計移動量決定の際に限界的となる事項を説明した。

免震橋の設計において伸縮装置の設計移動量を決定する一般手順を説明し、設計例および概念図として示した。

⑤ ノックオフ構造の検討

マニュアルでは、主要構造が衝突することによって重大な被害が発生することはないと説明されているが、現実の橋の設計においてはこれを避ける必要が生じることも考えられる。昨年度までは床版と橋台の胸壁が衝突した場合に、その衝撃を吸収するためのノックオフジョイントを検討したが、今年度はけたと橋台の胸壁が衝突した際に機能するノックオフジョイントを想定し、その試設計例を示した。

3.5.2　構造細目に関する基本方針

この章では、免震装置を用いた場合の構造細目に関する検討を行ってきたが、今年度はそれらの成果をマニュアルという形でまとめる作業を行った。マニュアル化の段階では免震設計の各段階での見直しがなされ、いくつかの変更があった。それらの内から、構造細目に関する基本方針について変更の主旨を含めて説明する。

(1) 主要構造物間の遊間

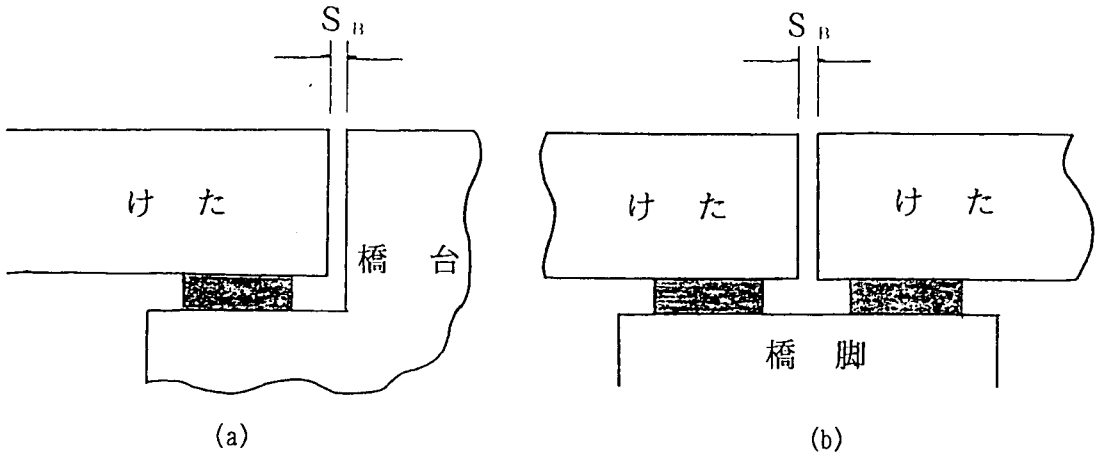
主要構造物間の遊間として問題となるのはけた端部であり、具体的には図－3.5.1(a)に示すけた端部と橋台胸壁の間隙、および図－3.5.1(b)に示すかけ違い橋脚上のけたとけたの間隙である。これらの遊間は、ともに震度法による上下部構造間相対変位以上の寸法を設けるものとした。

昨年度までは、主要構造物間の遊間を地震時保有水平耐力法による上下部構造間相対変位U_Bをもとに決定するものとしていた。変更の理由は次の通りである。

① 過度に遊間を大きくすると伸縮継手の遊間も大きくなり、また、大掛かりな構造となることから、維持管理や走行性、振動、騒音などの問題となりやすい。

② 上部構造の地震時変位が遊間を越せば、橋台とけたや隣接するけた間で衝突が起こる。現状の耐震設計ではこうした衝突の影響を見込んでいないが、衝突は伸縮装置や衝突面の部分的な損傷は生じるが、構造系全体としての振動に悪影響を及ぼすことはない。むしろ、小さな変位振幅の段階で小刻みに小さな衝突が繰り返し発生することは、振動エネルギーを逸散させるうえで効果的ですらある。

しかし、あまり遊間が小さく高い頻度で発生する中小の地震時により、伸縮装置などに損傷が生じることは望ましくない。したがって、震度法で規定される程度の地震時には、主要構造物間には衝突が生じないだけの遊間を確保するものとし、過度に大きな遊間を設ける必要はない。

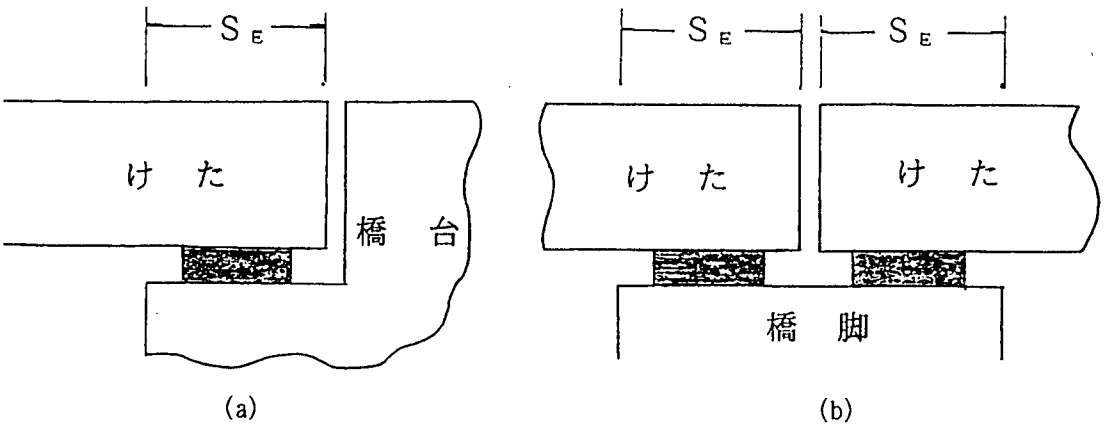


図－3.5.1　けた端部における主要構造物間の遊間S_B

(2) けた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけたの長さ

けた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけたの長さは、図—3.5.2にS_Eとして示したいわゆるけた掛かり長である。 これについては、道路橋示方書V耐震設計編7.2.3に規定される量を満足するものとし、 さらに地震時保有水平耐力法による上下部構造間の相対変位u_Bに70cmの余裕を加えた距離以上とすることとした。 道路橋示方書V耐震設計編7.2.3の規定にその根拠は特に説明されていないが、その内訳は大地震時の地盤の変形、および支承の可動／固定条件が損なわれることによる上部構造の不測の挙動に対処することが含まれていると考えられる。免震設計による橋においても、これらの事情は共通であると考え、道路橋示方書V耐震設計編7.2.3の規定を満足することにした。

ゴム支承を用いるタイプの免震装置では、地震時保有水平耐力法による変位に対して耐荷力を確保するので、大地震時の上部構造慣性力によって上下部構造間の連結条件が急激に損なわれることはないと考えられるが、これに地盤変形など計算外の要因が加わることを考慮し、$S_E \geqq u_B + 70cm$の規定を重ねることにした。



図－3.5.2　けた端部から下部構造縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけたの長さS_E

(3) 伸縮装置の設計伸縮量

伸縮装置の設計伸縮量は、温度変化など地震以外の原因によるけたの伸縮量と震度法による変位を比較し、どちらか大きい方の寸法によって決定する。これについては昨年度までの基本方針と変わらない。

(4) 落橋防止装置

落橋防止装置はけた端部に必ず設けるものとし、その耐荷力は下記の量以上とする。

① 該当する支承の鉛直死荷重反力に相当する力

② 該当するスパンの重量の１／２倍の力

昨年度までは、不測の原因によって免震装置の設計変位以上の変位が発生する場合に、水平方向の反力を発生する装置を設けることを検討していたが、マニュアルでは、けた端がけた掛かり長を越えて変位し落下しようとする場合に、この部分を吊るものとして規定した。その構造はけた端と橋台、あるいはかけ違い部の隣接けた相互を鋼棒や鋼線によって結ぶものとなる。

作動を開始するまでの遊間は、温度変化などの常時のけた伸縮量および震度法による変位以上で、地震時保有水平耐力法による変位以下とした。作動開始時に急激な衝撃発生を避けるためにゴムなどの材料をはさむ構造とする。

(5) 可動支承部における移動制限装置

可動支承部における移動制限装置は、原則として設けないこととした。免震設計による橋では支承に可動／固定の別を設けることがなく、複数の下部構造の頂部の支承で地震時水平方向慣性力を支える。免震装置そのものは、地震時保有水平耐力法による変位の1.5倍の変位まで損傷することなく耐える。 以上のことを勘案して、可動支承部における移動制限装置は設けないことを原則としたが、特殊な事情がある場合には、その設置を妨げるものではない。

3.5.3　落橋防止構造の検討

(1) 地震時の変位の検討

橋の地震時安全性の最終的な歯止めとなるものはけた落下を防ぐに足りる構造形状の配慮である。端的な判断としては、大地震時にけたが移動してもなお十分なけた掛かり長が残されている限り、けた落下(落橋)の事態を避けることができると考えることができる。どの程度のけた掛かり長が必要とされるかという点に関する検討の出発点として、現段階で考えている免震橋の地震時保有水平耐力法による変位が、どの程度の量になるのかを求めることにした。

地震時変位は、免震設計としてどの程度の固有周期を設定するかによって異なるものである。慣性力低減の効果を得るためには、ある程度以上の減衰定数が必要であり、減衰の効果を得るためには、ある程度以上柔軟であることが要求されるので、固有周期はそれなりに長く設定することが必要である。固有周期を長く設定すれば変位が大きくなり、この変位に耐えるためにはゴム支承の寸法は大きくならざるを得ない。

固有周期を設定した段階で、免震装置としてのゴム支承の概略必要寸法が決まると考えられるが、橋の設計上の理由から限定される寸法上の要求があり、むやみに大きい支承を用いることはできない。具体の免震設計においては、これらの条件が総合的に配慮された上でその橋にふさわしい固有周期が選ばれ、変位が算出されると考えられる。

ここでは、代表として次のような橋を選び、選定されるであろう固有周期と地震時変位の見当をつけることにした。

① スパン30m程度の鋼鈑けたを有する橋――支承反力として1支承当たり100 t

② スパン50m程度の鋼箱げたを有する橋――支承反力として1支承当たり1000 t

下部構造の剛性；

固定支承(非免震)と仮定した場合に、次の固有周期となるような剛性を有するものと仮定する。

震度法時　　：T=0.5 sec　(全断面有効とした剛性)

地震時保有水平耐力法時：T=0.65 sec (降伏時剛性)

下部構造の減衰定数；

h_P = 7％と仮定する（基礎と地盤による効果を含む)

免震装置；

鉛プラグ入りゴム支承とする。

降伏荷重比Q／Wは、予め行った試算の結果から、減衰の効果が最大となる時の値を選び、次のように仮定した。

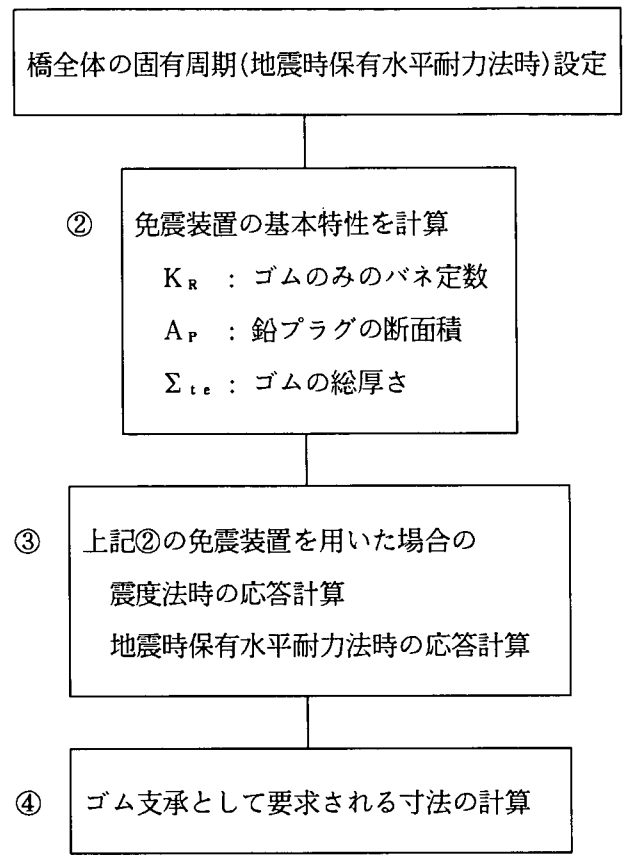
第Ⅰ種地盤に対して：Q／W = 0.095

第Ⅱ種地盤に対して：Q／W = 0.12

第Ⅲ種地盤に対して：Q／W = 0.145

計算の手順；

地震時保有水平耐力法時の橋の固有周期Tをパラメータとして、0.65sec≦T≦3.0secの範囲で変化させながら図－3.5.3流れ図に示すように計算を行った。



図－3.5.3　　計算の流れ

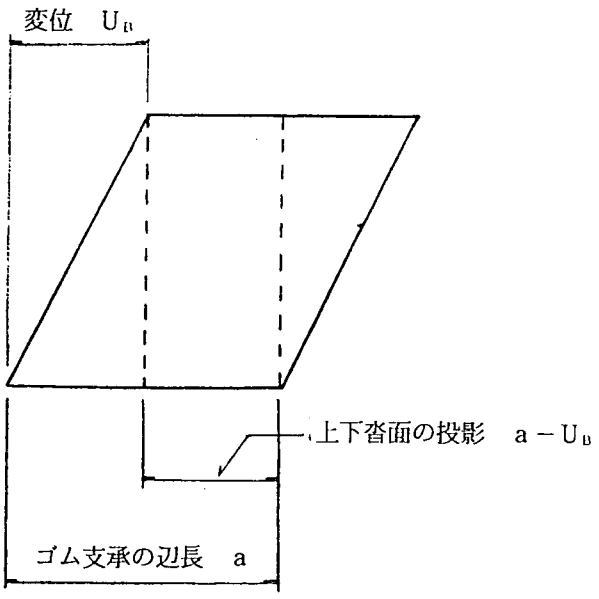
図－3.5.3流れ図中の②でゴムの総厚さΣ_{te}を設定する際には、地震時保有水平耐力法の免震装置の変位U_Bに対するゴムのせん断ひずみがγ=250%となるようにΣ_{te}を決定した。

④において、ゴムの断面積A_rとしては②で設定したゴムの総厚さΣ_{te}を用いた場合に、①の固有周期を実現するために必要な免震装置の剛性K_Bとなるようなゴムの断面積を求めた。ゴム辺長aは正方形断面を想定して $a=\sqrt{Ar}$ とした。

図－3.5.5～図－3.5.7に計算結果を示す。

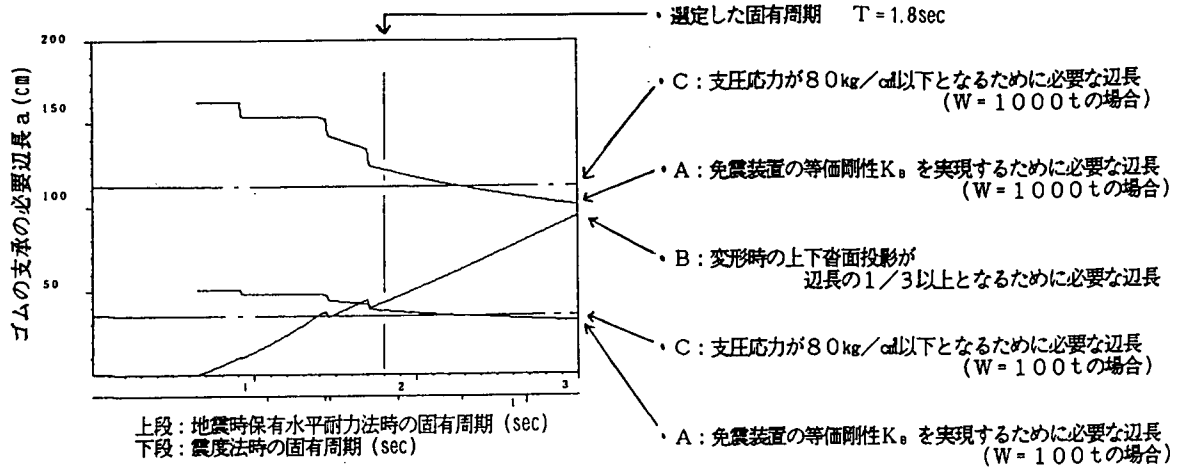
各図のa)では、免震装置のゴム支承に必要とされる辺長を示している。

線Aは免震装置の等価剛性K_Bを実現するために必要な辺長を示し、線Bは変形時の上下沓面投影が辺長の1／3以上となるために必要な辺長$a=3/2\cdot u_B$を示している。

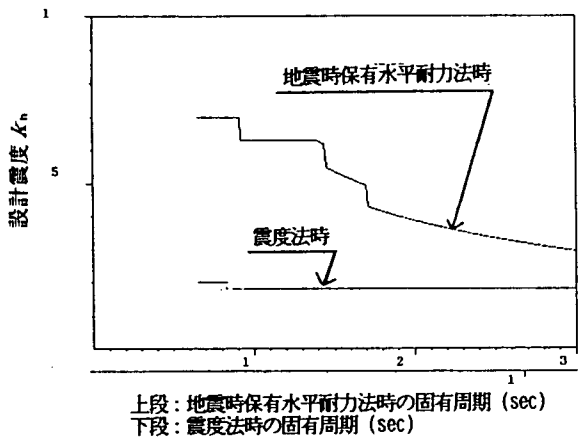


図－3.5.4　　ゴム支承の変形後の上下沓面投影

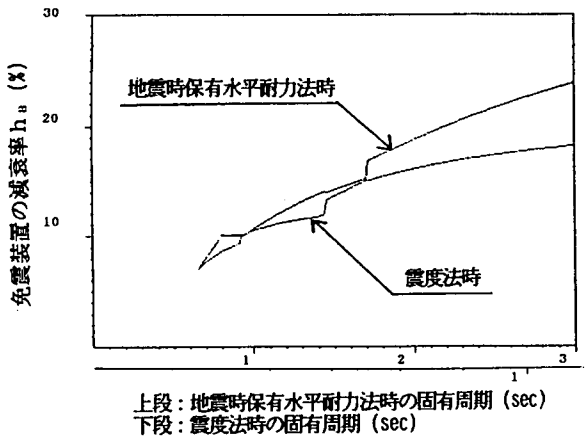
一点破線Ｃで示したものは、支圧応力が80kg以下となるために必要な辺長である。
各図において横軸副尺として示したのは、震度法時の橋の固有周期である。



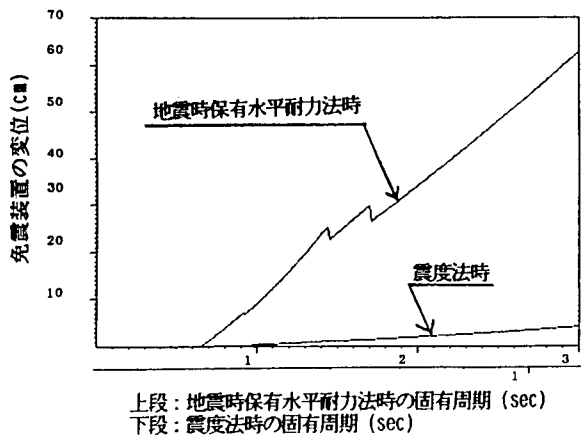
a）ゴムの支承の必要辺長と固有周期の関係



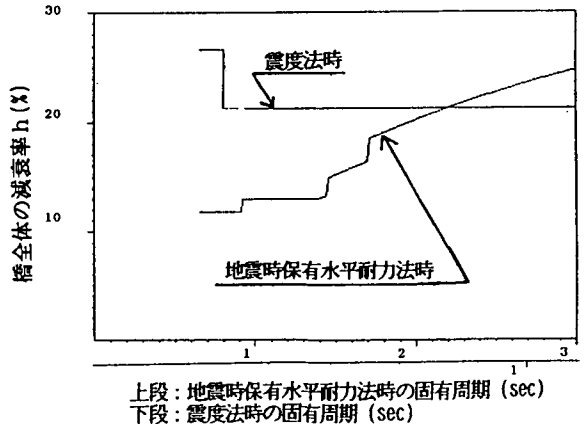
b）設計震度と固有周期の関係



d）橋全体の減衰定数と固有周期の関係

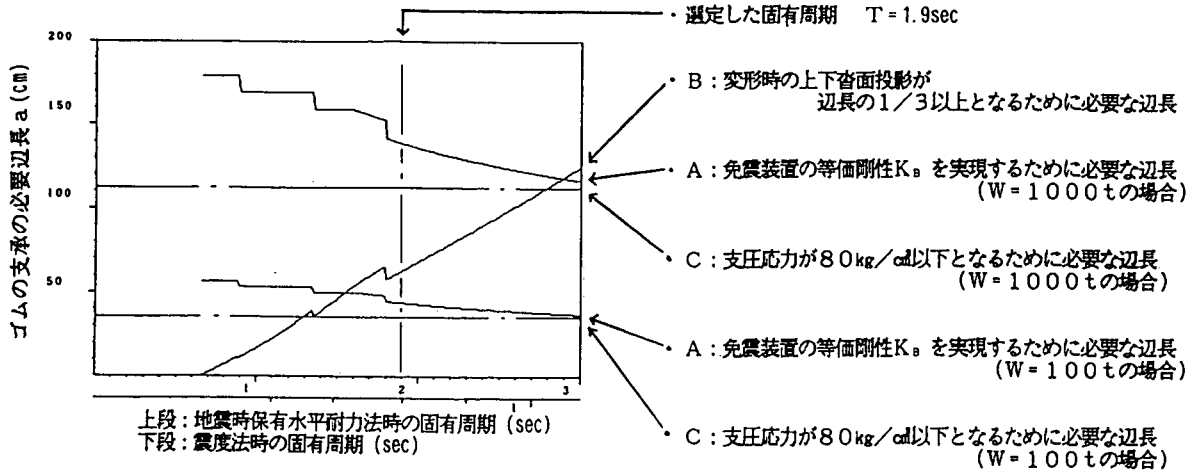


c）免震装置と固有周期の関係

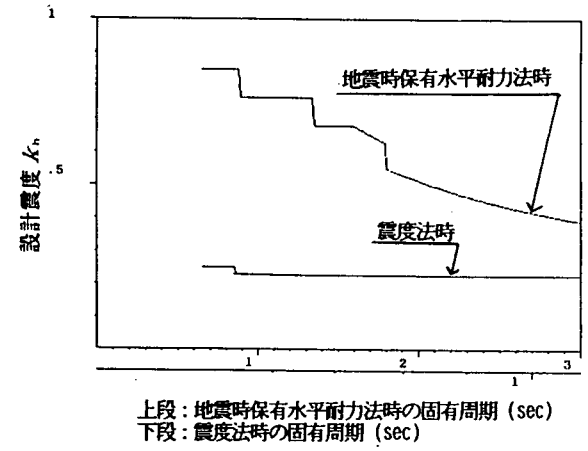


e）免震装置の減衰定数と固有周期の関係

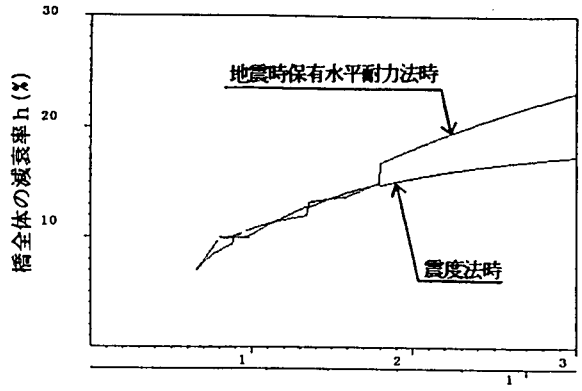
図－3.5.5　モデル橋による試算結果（Ⅰ種地盤）



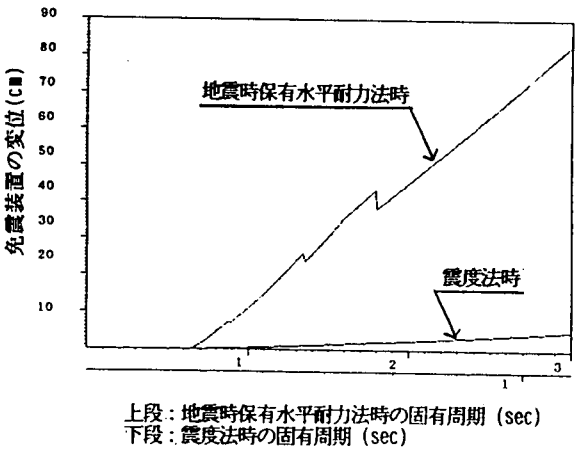
a）ゴムの支承の必要辺長と固有周期の関係



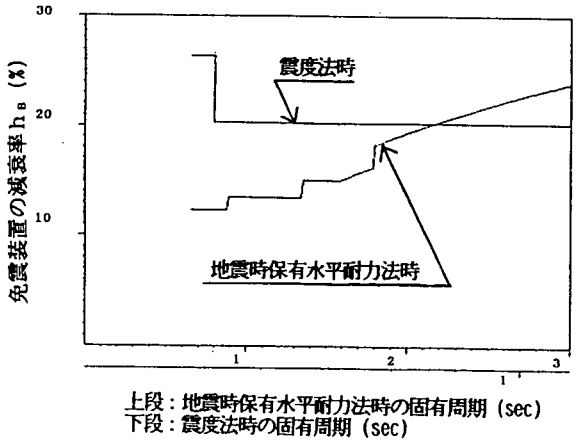
b）設計震度と固有周期の関係



d）橋全体の減衰定数と固有周期の関係

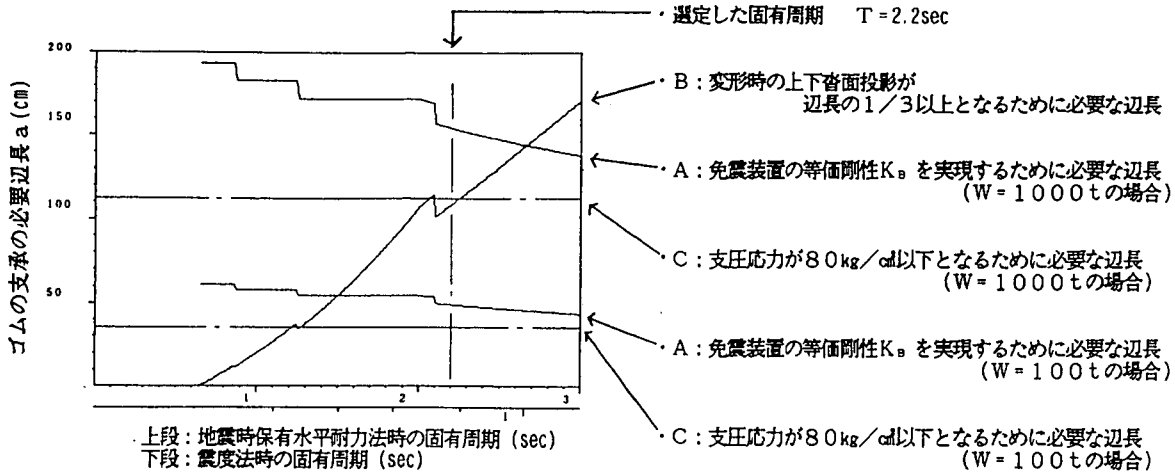


c）免震装置と固有周期の関係

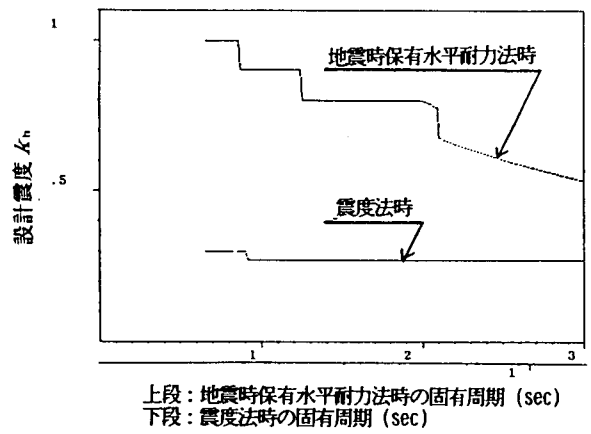


e）免震装置の減衰定数と固有周期の関係

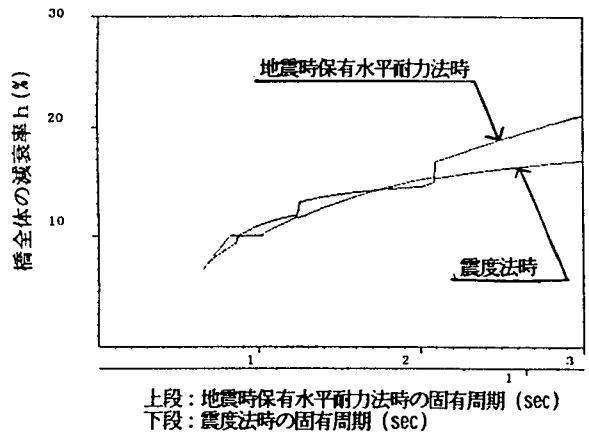
図－3.5.6　　モデル橋による試算結果（Ⅱ種地盤）



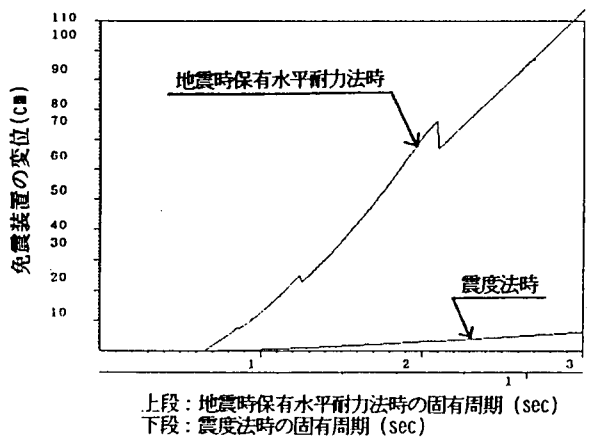
a）ゴムの支承の必要辺長と固有周期の関係



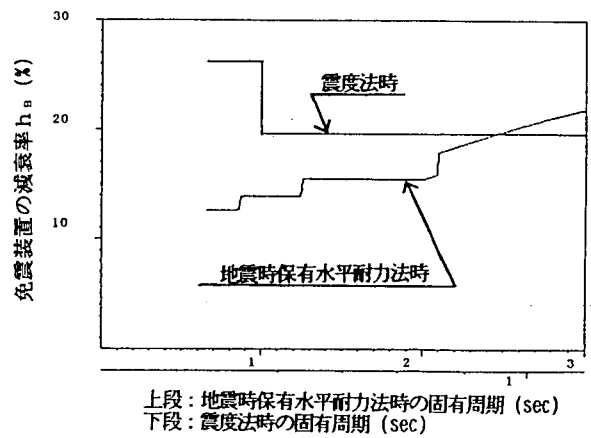
b）設計震度と固有周期の関係



d）橋全体の減衰定数と固有周期の関係



c）免震装置と固有周期の関係



e）免震装置の減衰定数と固有周期の関係

図－3.5.7　　モデル橋による試算結果（Ⅲ種地盤）

【Ⅰ種地盤における選択】

橋の減衰定数が15%以上の時、地震時保有水平耐力法における免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数c_Bが0.7となり、この係数としては最大の効果が得られる。

図－3.5.5 d)からh=15%となる範囲を読みとるとT＞1.7秒であり、エネルギー吸収の観点から判断する場合の目安となる。

図－3.5.5 a)において、免震装置の等価剛性K_Bを実現するために必要な辺長aを示す線Aと、変位u_Bが辺長aの2／3を越えないために必要な辺長を示す線Bが交わるところが、最も支承寸法を節約できることになり、支承反力W=100tのケースではT=1.7秒、W=1000tのケースではT=3.1秒がこれに相当する。ただし、W=1000tのケースではT＞2.3秒の範囲で、支圧応力から必要とされる辺長を示す線CがAおよびBを上回る。

以上のことから、Ⅰ種地盤において地震時保有水平耐力法時の固有周期は、1.8秒程度に設定されると考えられる。その際の震度法時固有周期を副尺から読むと約0.78秒である。

【Ⅱ種地盤における選択】

図－3.5.6 d)より、地震時保有水平耐力法時の減衰定数が15%以上となるのはT＞1.8秒の範囲である。図－3.5.6 a)より、ゴム支承に必要な辺長を示す線A，B，Cを満足しながら最も小さい辺長を選ぶことができるところを読みとると、W=100tのケースではT=1.55秒、W=1000tのケースではT=2.9秒である。

以上のことから、Ⅱ種地盤において、地震時保有水平耐力法時の固有周期は1.9秒程度に設定されると考えられる。その際の震度法時固有周期を副尺から読むと約0.8秒である。

【Ⅲ種地盤における選択】

図－3.5.7 d)より、地震時保有水平耐力法時の減衰定数が15%以上となるのはT＞2.1秒の範囲である。図－3.5.7 a)より、ゴム支承に必要な辺長を示す線A，B，Cを満足しながら最も小さい辺長を選ぶことができるところを読みとると、W=100tのケースではT=1.5秒、W=1000tのケースではT=2.65秒である。

以上のことから、Ⅱ種地盤において、地震時保有水平耐力法時の固有周期は2.2秒程度に設定されると考えられる。その際の震度法時固有周期を副尺から読むと約0.88秒である。

以上の考察の結果を表－3.5.1および表－3.5.2にまとめて示す。表－3.5.2に示した値は、免震装置の減衰の効果を利用しながら、しかも、ゴム支承の寸法が無理なく設定できるという観点から選ばれるであろう平均的な選択を示している。

表－3.5.1　減衰定数と必要支承寸法の観点から選ばれる固有周期の例

		Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
地震時保有水平耐力法時の減衰定数hが15%以上となる範囲(秒)		1.7 以上	1.8 以上	2.1 以上
ゴム支承の必要寸法が最も節約される選択(秒)	支承反力W=100tの場合	1.7	1.55	1.5
	支承反力W=1000tの場合	2.3	2.9	2.65

表－3.5.2　モデル橋における試計算の結果から選定される結果概要

		Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
固有周期(秒)	地震時保有水平耐力法時	1.8	1.9	2.2
	震度法時	0.78	0.80	0.88
免震装置の変位(cm)	地震時保有水平耐力法時	29.0	41.9	72.2
	震度法時	1.6	2.2	3.6
ゴム支承に必要とされる辺長(cm)	支承反力W=100tの場合	43.5	62.8	108.2 *1
	支承反力W=1000tの場合	122.3	138.3	154.4

*1 ；

この支承寸法は、反力100tの支承としては少し大きすぎると言う見方もあるが、これ以下の寸法では地震時保有水平耐力法による減衰定数h＞15%の条件を満たすことができない。

(2) 道路橋示方書等の規定との関係

道路橋示方書V耐震設計編 7章 耐震震設計における構造細目 7.2.3 では、けた掛かり長に関して次のように規定されている。

けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さは，式（7.2.1）の値以上とする。

$$\left.\begin{array}{l} l \leqq 100 \text{ の場合} \\ \quad S_E = 70 + 0.5\,l \\ l > 100 \text{ の場合} \\ \quad S_E = 80 + 0.4\,l \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

ここに，

S_E：図-7.2.1 に示すけた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ（cm）

l：支間長（m）

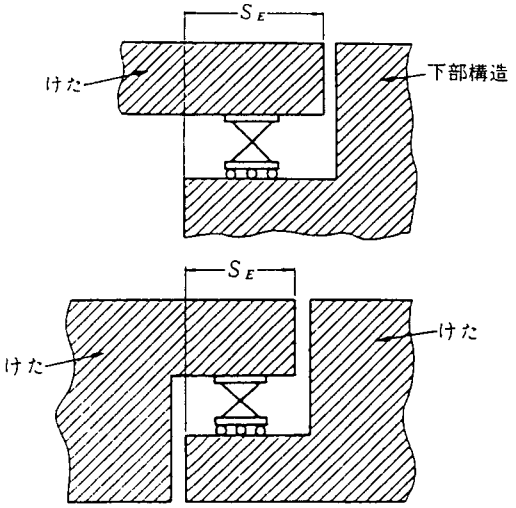
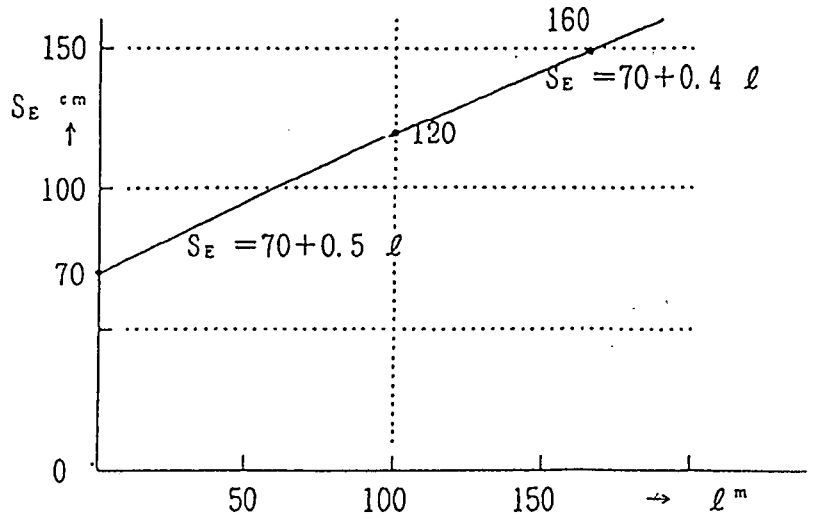


図-7.2.1 けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ S_E

（道路橋示方書V耐震設計編より抜粋）

この規定によって求めたＳＥと支間長ℓの関係を図－3.5.8に示す。



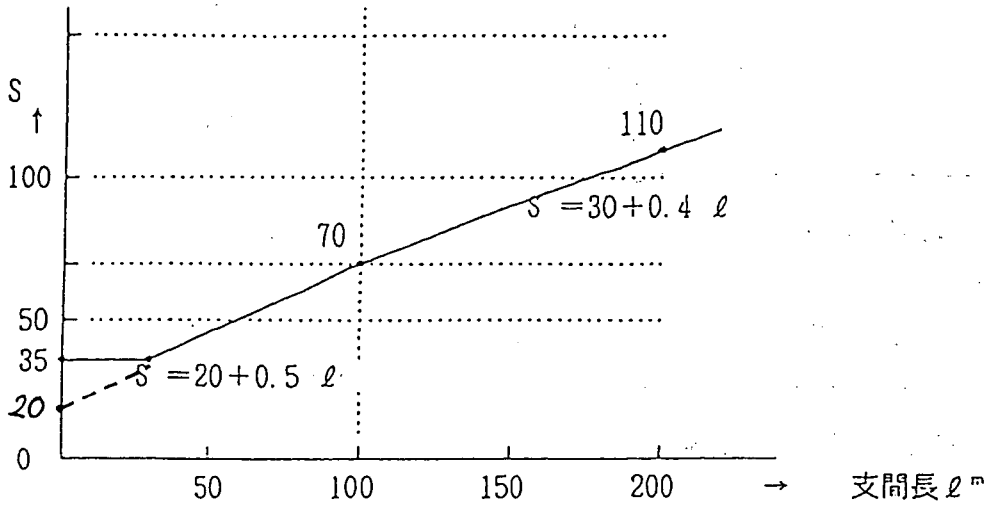
図－3.5.8

道路橋示方書Ⅳ下部構造編 5章 橋台・橋脚の設計 5.2.4 では、支承縁端距離に関して次のように規定されている。

> 下部構造頂部における橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 S（cm）は，次に示す値以上とする。
>
> けたの支間長 100 m 以下：$S = 20 + 0.5\,l$ ……(5.2.1)
>
> けたの支間長 100 m 以上：$S = 30 + 0.4\,l$ ……(5.2.2)
>
> ただし l：支間長（m）
>
> 特に重要な橋で耐震設計編 3.6 に規定するⅢ種地盤では S は 35 cm 以上とする。

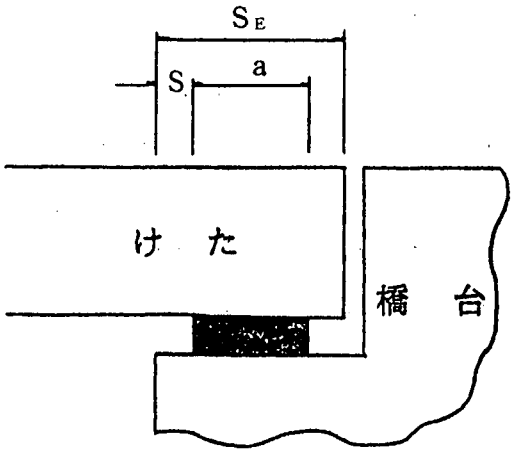
（道路橋示方書Ⅳ下部構造編より抜粋）

この規定によって求めた S_E と支間長 ℓ の関係を図－3.5.9に示す。



図－3.5.9

表－3.5.2から、モデル橋についての試算によって求めた免震装置の変位の値を用いて、マニュアルの規定によって求めたＳＥと、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の規定によって求めたＳＥを表－3.5.3に示した。この結果を比較してみると、今回用いたモデル橋については、いずれもマニュアルの規定によってＳＥが定まることになる。表－3.5.3には、支承の辺長ａと支承縁端距離Ｓの和を求め、構造寸法上の必要上から定まるけた掛かり長として示している。



図－3.5.10　　けた端部回りの寸法

表－3.5.3　けた掛かり長S_Eの比較

		Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
免震装置の変位u_B（cm）		29.0	41.9	72.2
マニュアルの規定によるS_E（cm）　$S_E = u_B + 70cm$		99.0	111.9	142.2
道路橋示方書Ⅴ耐震設計編によるS_E（cm） $l = 70 + 0.5l$	$l = 30m$	85		
	$l = 50m$	95		
構造寸法上から定まるけた掛かり長(参考) ゴム支承の辺長aと支承縁端距離Sの和 $a + S$（cm）	$l = 30m$	78.5	97.8	143.2
	$l = 50m$	167.3	183.3	199.4

（～～印は、けた掛かり長に関する規定より構造上の必要からS_Eが定まるケースを示す）

鋼鈑けた橋（l=30m）を想定したモデル①についてはⅢ種地盤のケース、鋼箱けた橋（l=50m）を想定したモデル②については全ケースが、構造上の必要によって自然発生的にS_Eが決まることになる。

以上の検討から、多くの場合に構造上の必要からけた掛かり長S_Eは定まること、マニュアルの規定は、関連する他の規定から照らしても、特に過大な寸法を要求するものではないことがわかる。

3.5.4　変位抑制装置の検討

免震設計の橋梁では、前述のような従来型の落橋防止装置の他に、より大変位に対応でき、エネルギー吸収の効果を伴う装置が必要であると考えられる。ここでは、そのような移動制限装置を変位抑制装置と呼び、変位振幅が大きくなる典型的な事例を想定し、地震時における変位抑制装置を設置した場合の橋梁の挙動について検討する。

(1) 解析モデル

変位振幅が大きくなる事例として、第Ⅲ種地盤におけるレベル２波入射時の固有周期が２．０秒程度の免震橋梁を解析モデルとして想定する。免震装置は、鉛プラグ入り積層ゴム（ＬＲＢ）とする。

平成２年度の報告では、移動制限装置作動後の解析を、下部構造を考慮しない一自由度系モデルにより行ったが、本年度は図－3.5.11に示すような下部構造を考慮した二自由度系モデルを用いる。下部構造重量を考慮する場合、考慮する下部構造重量は０．３W_P（W_P：下部構造重量）とする。橋脚を片持ばりと考えた場合、０．２４W_Pとすべきであるが、フーチングの影響等を考慮し、この値（０．３W_P）とした。

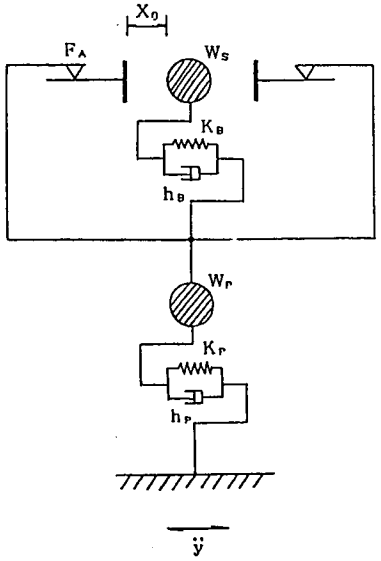
移動制限装置としては、平成２年度に検討したように、バネ要素、ダンパー要素、摩擦要素の３種類が考えられるが、今回の解析では摩擦要素とし、図－3.5.12に示すように変位Ｘが作動遊間X_0を超えると摩擦型反力F_Aを発生する履歴特性を有するものとする。ただし、作動条件として、｜Ｘ｜が増加する場合のみ質点を押し戻す方向に反力Ｆが作用し、移動制限装置は作動終了後に作動終了時の移動位置から作動開始前の位置（作動遊間X_0の位置）まで復帰するものとする。これを数式で表すと、

$$F = -SGN(X) \cdot F_A$$

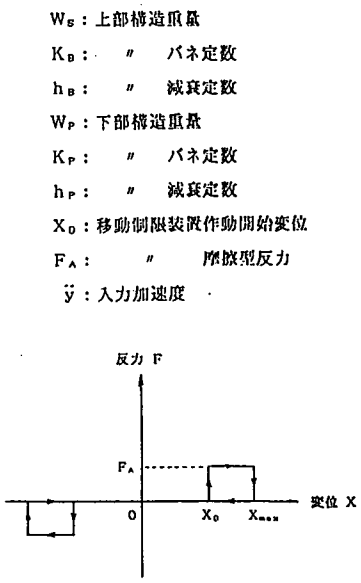
となる。ここに、　ＳＧＮ（Ｘ）：Ｘ＞０のとき＋１、Ｘ＜０のとき－１

（ただし、　$|X| \geq X_0$　、　$X \cdot X > 0$　　Ｘ：速度）

F_A：摩擦型反力を発生する装置の反力



図－3.5.11　二自由度系モデル図



図－3.5.12　摩擦要素の履歴特性

(2) 解析方法

解析は時刻歴応答解析とし、等価線形化手法を用いた繰り返しによる収束計算により応答値を求める。計算方法として、ニューマークβ法(β=1/4)を用いる。ここで、繰り返し計算に用いる免震装置(ＬＲＢ)の等価剛性、等価減衰定数の算定は、平成２年度報告書のＬＲＢの設計に従うものとする。

入力波として、図－3.5.13に示す免震橋の動的解析用レベル１波、レベル２波（第Ⅲ種地盤）を用いる。また、二自由度系モデルにおいて、上部構造の変位と橋脚の変位の差がX_0（X_0は解析モデルにおけるレベル１波入力時の応答変位以上）より大きくなった時点で変位抑制装置は作動するものとする。

変位の抑制と反力との関係を見るため、変位抑制装置の摩擦係数μ（ここに、$F_A=\mu W_S$）をパラメータとして計算を行う。また、他のパラメータとしては、表－3.5.4に示すように、摩擦係数μ、作動遊間X_0を考えている。

解析計算では、１脚当りの上部構造重量W_S＝８００ｔとし、橋脚、免震装置の諸元については表－3.5.5及び表－3.5.6に示す数値を用いる。

表－3.5.4　解析パラメータ

パラメータ		入力値
橋　脚	W_P/W_S	０．０　、　１．０
変位抑制装置	μ：摩擦係数	０．１　、０．３　、０．５
	X_0：作動開始変位	Ｌ－１地震時変位　、１０ｃｍ

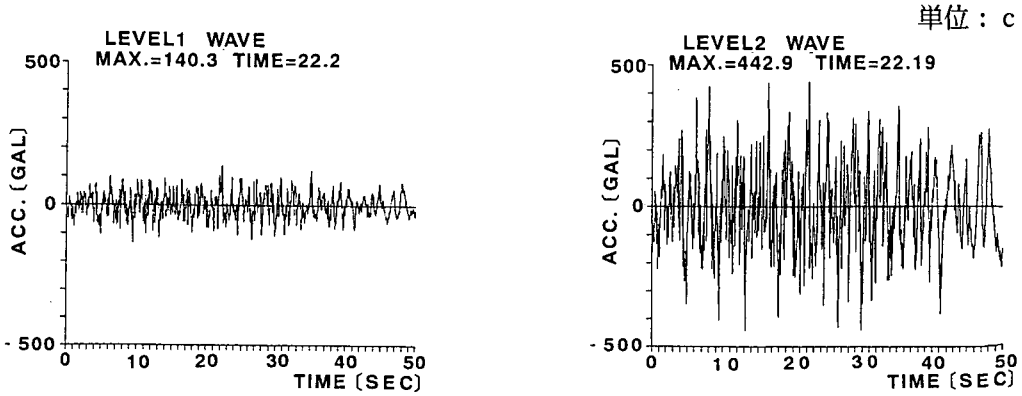
表－3.5.5　橋脚の諸元

	Ｌ－２地震時	Ｌ－１地震時
バネ定数 K_P（t／m）	１２０８５	２０１４２
減衰定数 h_P	０．０５	０．０５

表－3.5.6　形状寸法・材質（ＬＲＢ）

平面形状	１０８×１０８
鉛プラグ	φ１５×４
ゴム厚	２７
基　数	２　基
ゴム材質	天然ゴム

単位：ｃｍ



図－3.5.13　　入力波形

(3) 解析結果

レベル1地震時の時刻歴応答解析による最大応答値を表－3.5.7に、モード図を図－3.5.14に示す。また、レベル2地震時の時刻歴応答解析よる最大応答値を表－3.5.8～表－3.5.10に、時刻歴応答値図(変位、加速度)を図－3.5.15～図－3.5.19に示す。

加速度の時刻歴応答値図より、変位抑制装置の摩擦反力の作用による急激な上部構造の加速度の増加および減少が確認できる。この加速度の急激な変化量は摩擦係数の大きさに比例している。また、加速度自体の大きさも摩擦係数の大きさに比例して増加している。加速度の時刻歴応答値図において、短時間に加速度の増加、減少が繰り返される現象が見られるが、これは前述の変位抑制装置の作動条件のためであると考えられる。

変位の時刻歴応答値図より、変位抑制装置の摩擦反力の作用による変位抑制効果が確認された。また、摩擦係数の大きい方が応答変位は小さいことから、変位の抑制効果が摩擦係数の大きさに比例する事が確認された。

全体的に見て、摩擦係数が小さい場合、加速度及び反力を低減し摩擦ダンパーと同様な働きをしている。しかし、変位抑制効果は小さいため、変位抑制を第一目的とする場合は摩擦係数を大きくする必要がある。ここで、摩擦係数が大きくなると、変位が抑制される代わりに大きな加速度及び反力が生じるため、設計変位に合わせた摩擦係数の設定が必要となる。

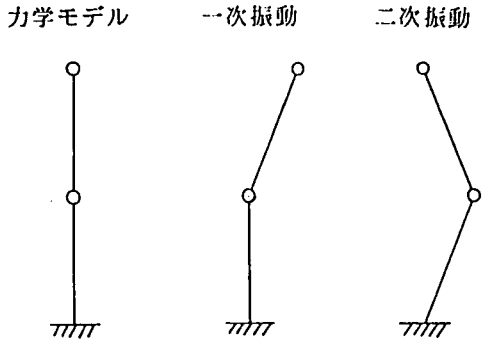
変位抑制装置の作動し始める変位X_0については、X_0が小さい方が変位抑制、反力の両方で有利であることが確認された。これは、X_0を大きくした方が変位抑制装置が作動する回数が少なく、消費するエネルギーが小さいためと考えられる。しかし、X_0の大きさに関しては、変位抑制効果のみではなく、変位抑制装置の作動の対象とする地震動（レベル1地震波程度の小さな地震か、あるいは、落橋を生じさせるような大きな地震か。）についても、考慮されるべきだと考えられる。

表－3.5.7の解析結果より、橋脚の重量を考慮した場合の応答値への影響は小さい事が確認された。この解析モデルでは、橋脚の剛性が免震装置の剛性と比べて非常に大きいため、上部構造の変位と比べて橋脚の変位が非常に小さく、また、固有周期及びモード図より下部構造は二次固有周期で振動しており、上部構造と独立して振動していると考えられる。したがって、橋脚の重量を考慮しても上部構造と下部構造の相対変位に大きな変化はなく、応答値への影響は小さい。

表－3.5.7　解析結果（レベル１地震入力）

	$W_P=0$	$W_P=W_S$
免震装置変位 u_B（cm）	1．95	2．02
免震装置等価剛性 K_B（t／m）	7762	7544
免震装置等価減衰定数 h_B	0．15	0．16
等価固有周期 T_B（sec）	0．75	0．78 （0．18）
上部構造加速度（gal）	189	190
総反力／W_S	0．19	0．20

固有周期の欄の（　）内の値は二次固有周期



図－3.5.14　　振動モード形

表－3.5.8　解析結果（レベル２地震入力、X_0＝レベル１地震時変位、$W_P=0$　の場合）

	装置無し	$\mu=0.1$	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$
免震装置変位 u_B（cm）	42．1	19．7	5．5	4．5
免震装置等価剛性 K_B（t／m）	881	1394	3605	4147
免震装置等価減衰定数 h_B	0．19	0．24	0．28	0．28
等価固有周期 T_B（sec）	1．98	1．62	1．07	1．02
上部構造加速度（gal）	483	466	583	773
総反力／W_S	0．49	0．48	0．60	0．79

表－3.5.9　解析結果（レベル２地震入力、

X_0＝１０ｃｍ、W_P＝０ の場合）

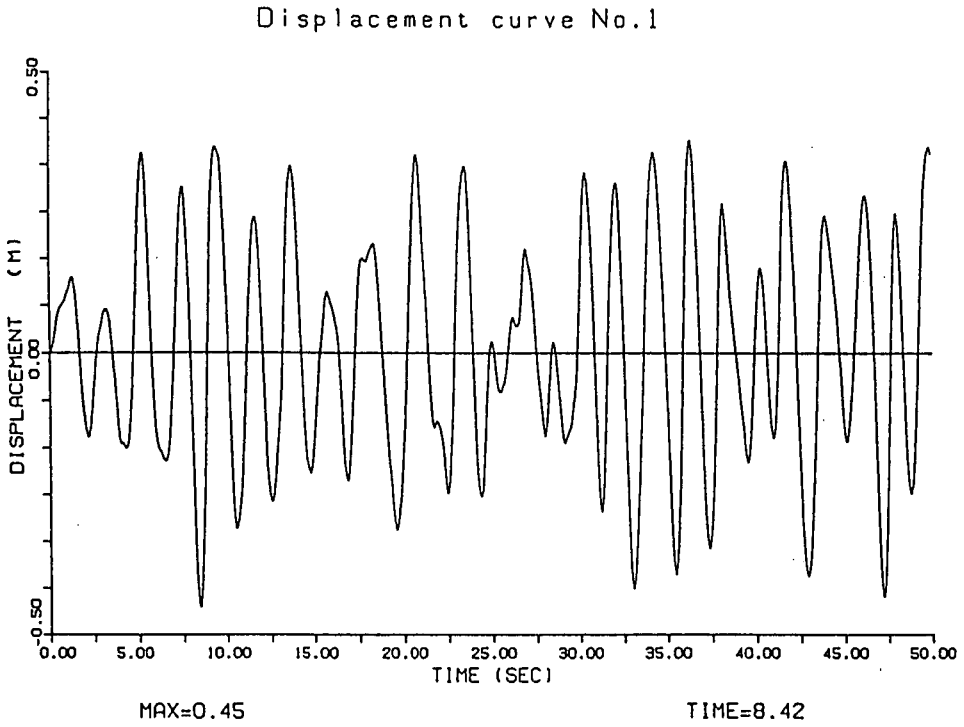
	装置無し	μ＝0.1	μ＝0.3	μ＝0.5
免震装置変位 u_B（ｃｍ）	４２．１	２６．３	１８．３	１４．８
免震装置等価剛性 K_B（ｔ／ｍ）	８８１	１１３４	１４８２	１７６５
免震装置等価減衰定数 h_B	０．１９	０．２３	０．２４	０．２５
等価固有周期 T_B（ｓｅｃ）	１．９８	１．７５	１．５７	１．４６
上部構造加速度（ｇａｌ）	４８５	４９９	６７５	８６５
総反力／W_S	０．４９	０．５１	０．６９	０．８８

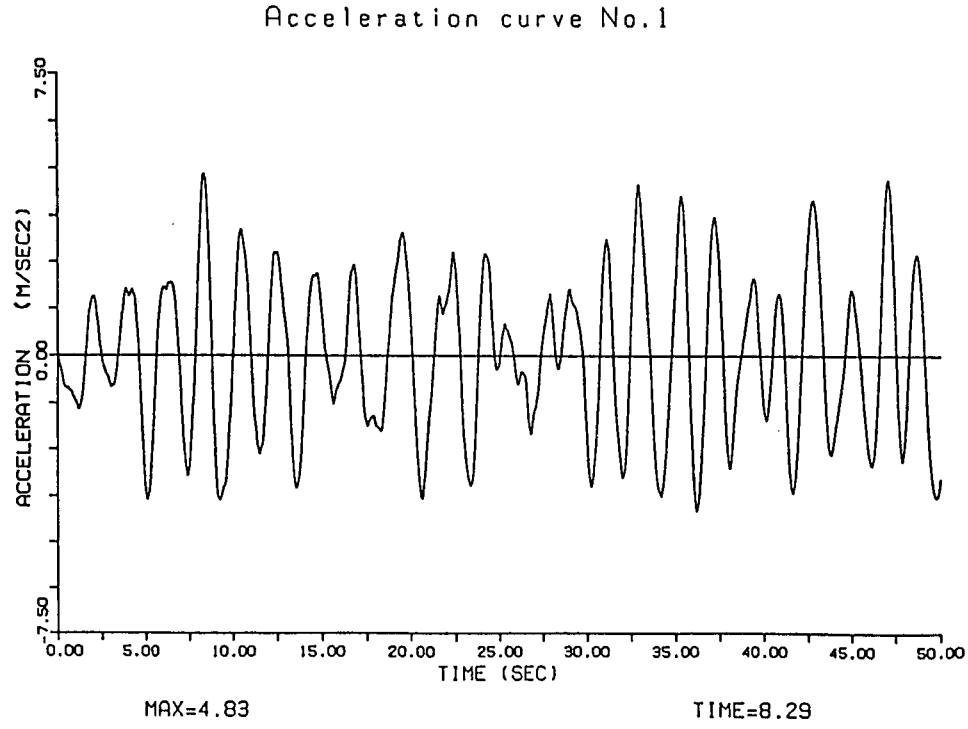
表－3.5.10　解析結果（レベル２地震入力、

X_0＝レベル１地震時変位、W_P＝W_S の場合）

	装置無し	μ＝0.1	μ＝0.3	μ＝0.5
免震装置変位 u_B（ｃｍ）	４４．２	２１．６	６．５	５．２
免震装置等価剛性 K_B（ｔ／ｍ）	８６５	１３０１	３１９１	３７３２
免震装置等価減衰定数 h_B	０．１８	０．２４	０．２８	０．２８
等価固有周期 T_B（ｓｅｃ）	２．００ （０．２７）	１．６６ （０．２７）	１．１４ （０．２５）	１．０７ （０．２５）
上部構造加速度（ｇａｌ）	５０１	４７６	５８７	７８７
総反力／W_S	０．５１	０．４９	０．６０	０．８０

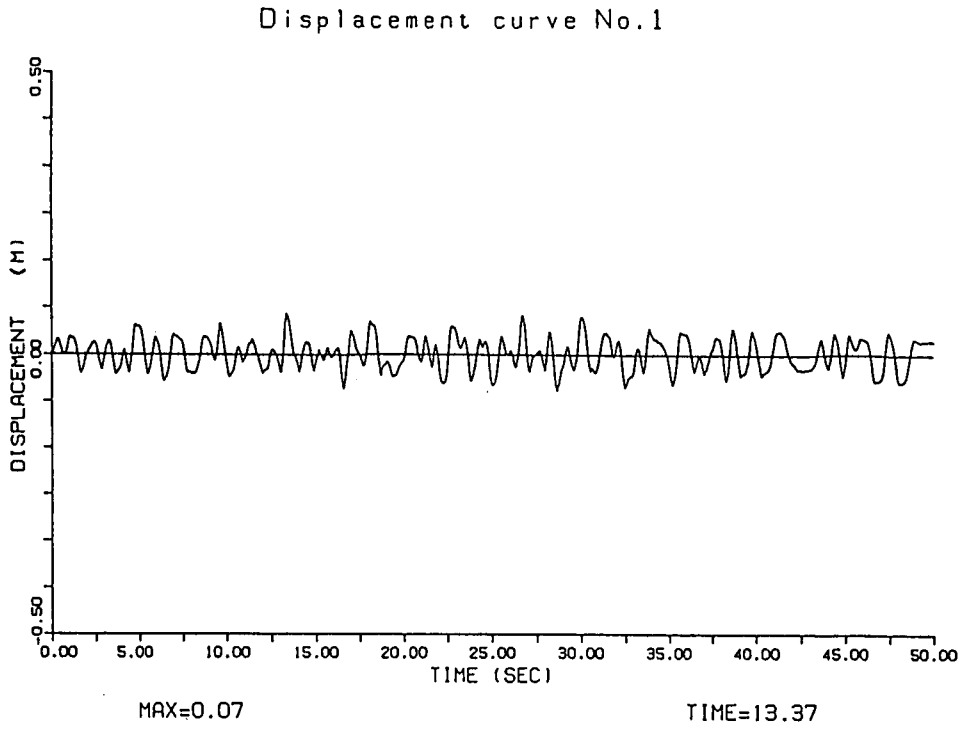
固有周期の欄の（　）内の値は二次固有周期

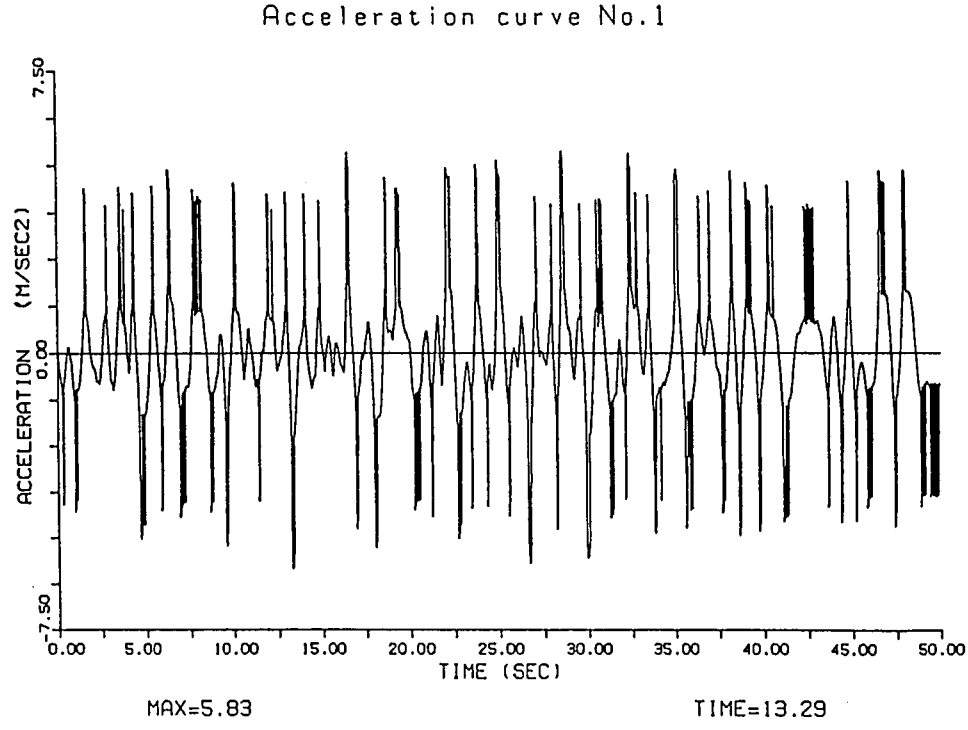




図－3.5.15　上部構造の時刻歴応答値図

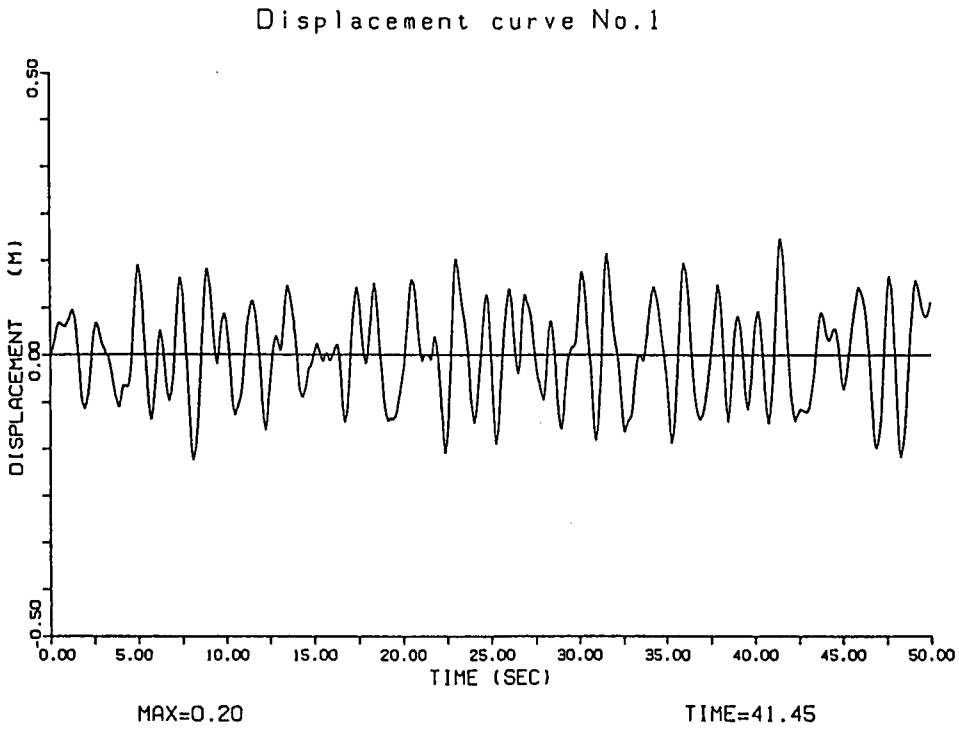
（レベル２地震入力、X_0＝レベル１地震時変位、W_P＝０、装置無しの場合）

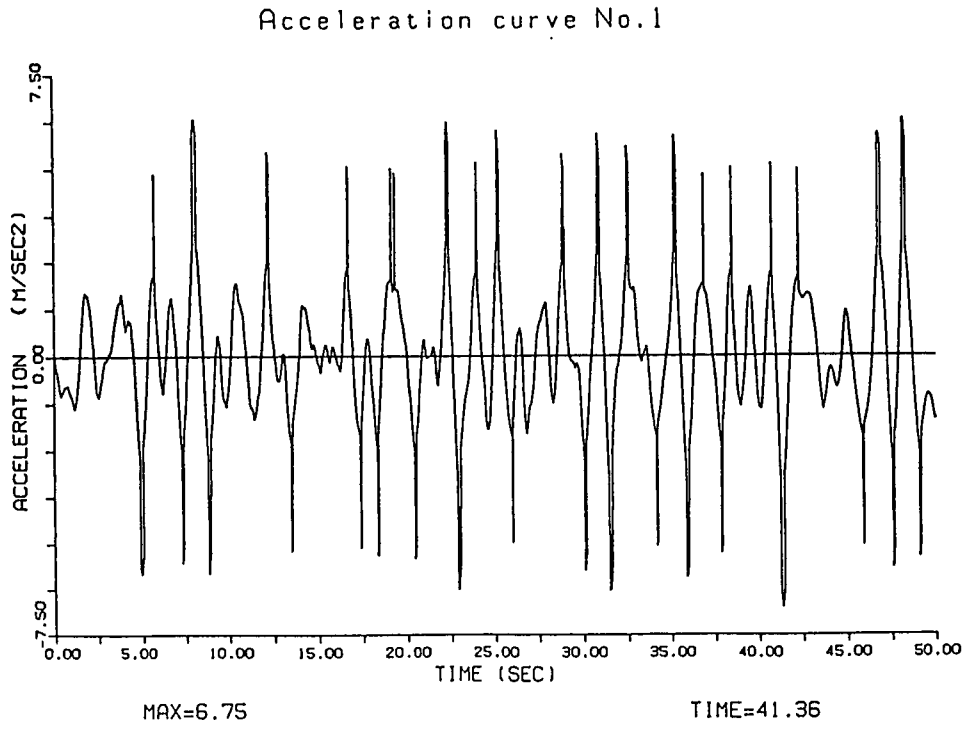




図－3.5.16　上部構造の時刻歴応答値図

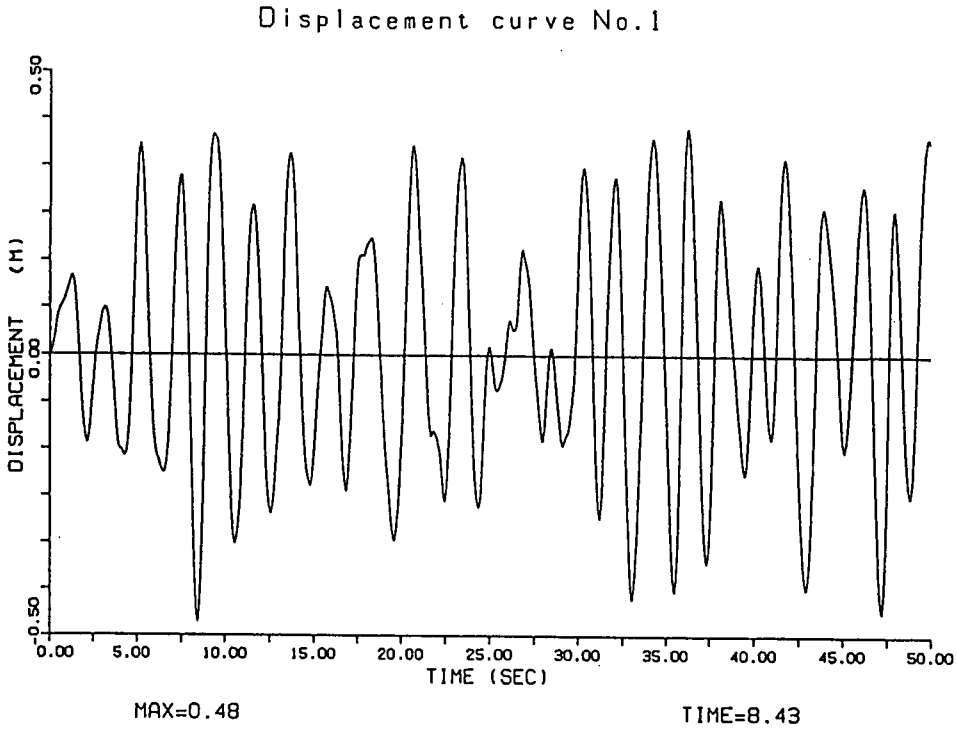
（レベル２地震入力、X_0＝レベル１地震時変位、W_P＝０、μ＝０．３の場合）

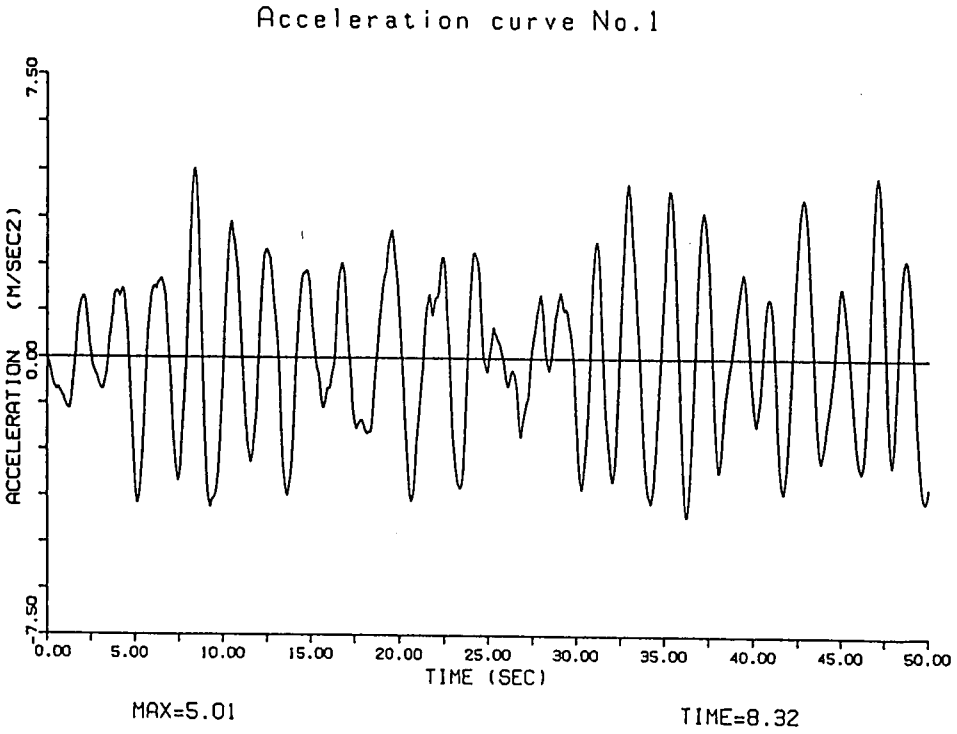




図－3.5.17　上部構造の時刻歴応答値図

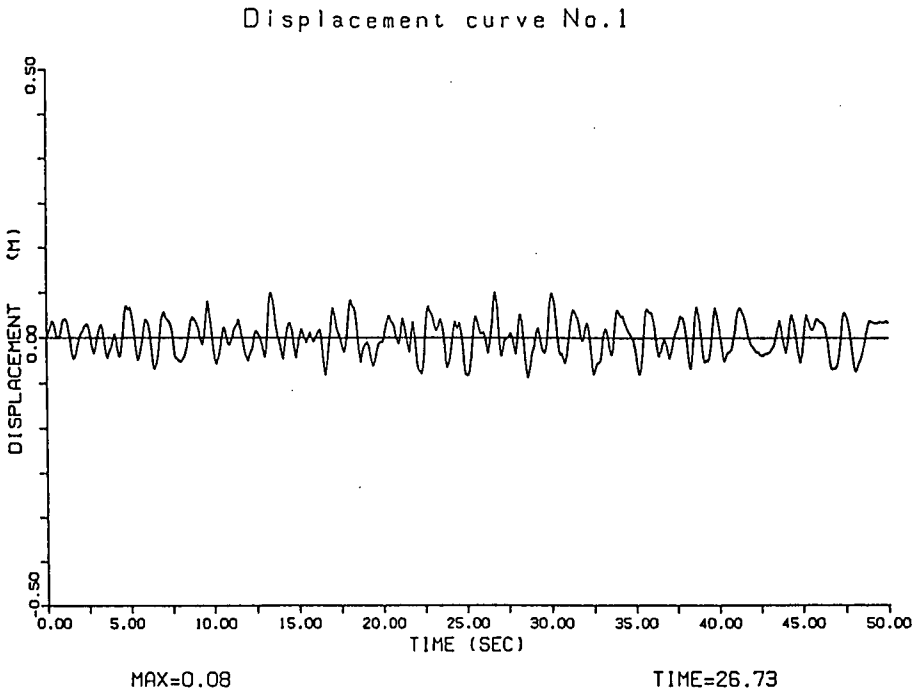
（レベル２地震入力、X_0＝１０ｃｍ、W_P＝０、μ＝０．３の場合）

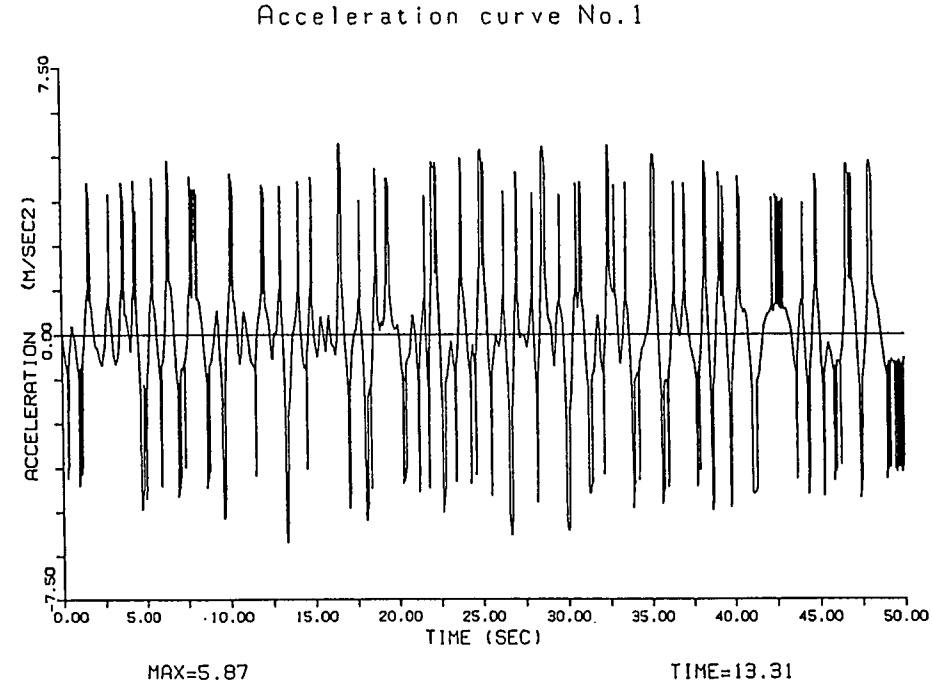




図－3.5.18　上部構造の時刻歴応答値図

（レベル２地震入力、X_0＝レベル１地震時変位、$W_P = W_S$、装置無しの場合）





図－3.5.19　上部構造の時刻歴応答値図

（レベル２地震入力、X_0＝レベル１地震時変位、$W_P = W_S$、$\mu = 0.3$ の場合）

3.5.5　伸縮装置の設計例

(1) 設計の基本方針

従来の道路橋の伸縮装置では

・移動可能量の確保（特別な場合を除いては、地震時移動量は考慮していない。）

・活荷重の支持

・平坦性

・防水性、補修性

が要求されている。

免震橋梁における伸縮装置においては、上記に加えて、地震時に対する下記項目も考慮しなければならない。

①免震とする方向の決定

②地震時の伸縮量

③設計伸縮量の算定

④震度法以上の地震動に対する考慮

⑤その他検討項目

i)　免震とする方向の決定

橋軸方向は免震、橋軸直角方向は非免震とする場合と、橋軸方向、橋軸直角方向両方向共に免震とする場合とでは、伸縮装置の選択が異なってくる。

例えば、橋軸方向のみ免震の場合は、鋼製フィンガージョイント、ゴムジョイント（支持型）が考えられ、両方向免震とした場合は、通常の鋼製フィンガージョイントは適さない。

ゴムジョイント（支持型）が適用可能であるが、伸縮量が大きい場合は、特殊なジョイントで対応せざるをえなくなる。

ii) 地震時の伸縮量

地震時の伸縮量の伸縮量については、3.5.3 落橋防止構造の検討より、橋の固有周期を0.6秒から2.0秒程度と考えると、地震時伸縮量（片振幅分）は表－3.5.11となる。

この事より、震度法によって算出される伸縮量に対して、橋軸方向免震とした場合は、従来の伸縮装置またはその延長上で対応可能であるが、地震時保有水平耐力法によって算出される伸縮量に対しても対応しようとすると、伸縮装置が、非常に大きなものとなり、伸縮装置部で異常な振動や騒音が発生しやすく、維持管理上の問題、経済的かどうか等の問題が生じる。

そのため、伸縮装置の地震時の伸縮量は、震度法による値を基に定めるのがよい。

表－3.5.11　固有周期と地盤種別と地震時伸縮量（片振幅分）の関係

単位はcm

地盤種別	橋の固有周期（震　度　法） 0.6秒　1秒　2秒	橋の固有周期（地震時保有水平力耐力法） 0.6秒　1秒　2秒
Ⅰ種	1.61　4.47　11.98	4.38　12.16　38.36
Ⅱ種	2.01　5.59　16.78	5.32　14.77　50.79
Ⅲ種	2.41　6.70　22.16	6.26　17.38　69.51

また参考として伸縮量と、免震方向および伸縮装置の形式のおおよその関係を表3.5.12に示す。

表－3.5.12　型式と免震方向、伸縮量の関係

ジョイント型式	免震方向	伸縮量	
突き合わせ式 ゴムジョイント	橋軸及び橋軸直角方向	70mm程度	
支持式ゴムジョイント	橋軸及び橋軸直角方向	max330mm程度	
鋼製フィンガー ジョイント	橋軸方向のみ	max200mm程度 非排水型	
（特殊ジョイント） 中間支持式ジョイント マウラージョイント ﾏｳﾗｰｽｲﾍﾞﾙｼﾞｮｲﾝﾄ リンク式ジョイント ﾛｰﾘﾝｸﾞﾘｰﾌ式ジョイント ＳＴジョイント	 橋軸方向のみ 橋軸方向のみ 橋軸及び橋軸直角方向 橋軸方向のみ 橋軸方向のみ 橋軸及び橋軸直角方向	 max800mm程度 実績1040mm 実績2000mm 実績2090mm	 直角方向にも対応可能 特別機能をつける事により直角方向にも対応可能

なお、特殊ジョイントについては「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その2）4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究(7) 伸縮装置の検討を参照するのがよい。

iii) 設計伸縮量の算定

a. 温度変化などによる常時の伸縮量の算出

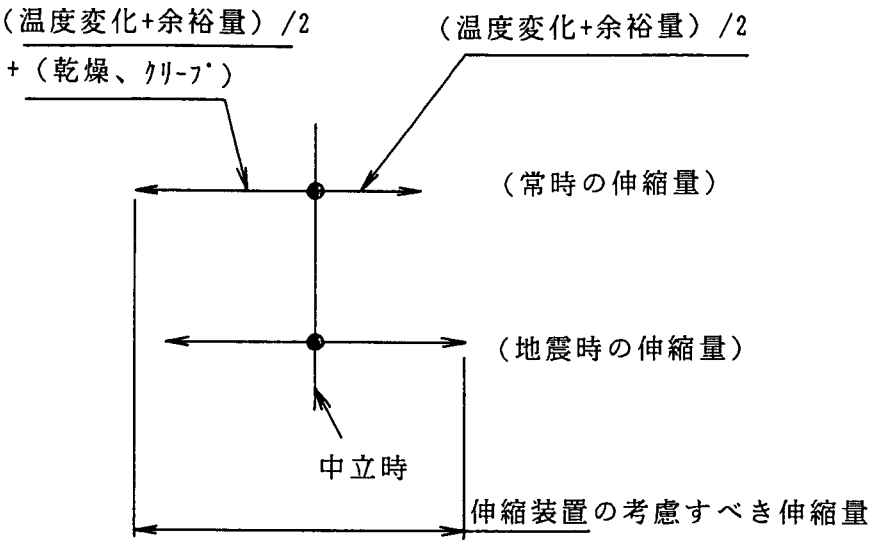
具体的な温度変化などによる常時の伸縮量の算出については、道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編Ⅲコンクリート橋編「4.6 伸縮装置」及び、「道路橋伸縮装置便覧」（日本道路協会）を参考にするのがよい。

b. 地震時の伸縮量と常時の伸縮量の比較

地震時の伸縮量と常時の伸縮量を比較して、大きい方を伸縮装置の伸縮量とする。

但し、コンクリート橋の場合は、乾燥、クリープの影響による伸縮量を考慮しなければならない。

例えば、次の様な場合である。（図－3.5.20）



図－3.5.20　コンクリート橋の場合の常時と地震時伸縮量の比較

iv) 震度法以上の地震動に対する考慮

伸縮装置が震度法以上の地震動を受ける場合、次のような対処が考えられる。

a. 伸縮装置またはその取り付け部のみが部分的に降伏して変位を吸収する

震度法以上の地震動に対して伸縮装置の部分的な損傷は、落橋等の橋の致命的な被害とは関係ない。

つまり、次の様な事が考えられる。

・損傷をうけても応急処置により一定の交通を確保し、簡単に取り替え可能な伸縮装置を使用する。

・伸縮装置の一部を損傷させて、震度法以上の地震に対処できる構造にする。具体的な例として、フィンガージョイントの設計例を後述する。いずれにしても修復工事の簡単な構造、または取り替えの簡単な伸縮装置がよい。

伸縮装置またはその取り付け部のみが部分的に降伏して変位を吸収する場合は予定した箇所が確かに降伏して変位を吸収することを確認する必要がある。

b. 伸縮装置部にノックオフ構造を採用する

ノックオフ構造は、震度法以上の地震動を受けた場合、ノックオフという構造上けたと橋台が衝突し、ノックオフ部の橋台が裏込土の方に移動する。

したがってノックオフ構造に使用される伸縮装置は、けたと橋台が衝突したあとは橋台が移動するため、橋と橋台の高さが違ったり、伸縮装置回りの一部損傷などが考えられるので、修復工事の簡単な構造または、取り替えの簡単な伸縮装置の方が望ましい。

c. 地震時保有水平耐力法の地震動によって算出される相対変位にも対応する

伸縮装置が地震時保有水平耐力法の地震動によって算出される相対変位に対応していても、現実には橋の遊間によって、けたとけた、またはけたと橋台が衝突する量は決められてしまい、この量で伸縮装置の取付部回りの部分的な損傷が始まる。

そのためけたの遊間以上に伸縮可能な伸縮装置を設計しても不経済と考えられる。但し、けた遊間が、地震時保有水平力耐力法以上ある場合は、そのかぎりではない。

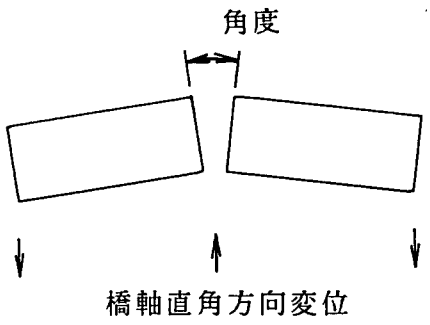
v) その他検討項目

a. 伸縮装置の地震時の剛性について

伸縮装置がゴム製の伸縮装置や目地材を充填した伸縮装置を用いた場合、その反力が原因となって免震橋梁における効果が損われる可能性があるので、この剛性を調査する必要がある。伸縮装置の地震時の剛性が、免震装置の震度法時の剛性の２０％を越える場合には、その剛性を加味して免震設計を行ない、安全性を照査する必要がある。

b. 鉛直回りの回転運動が生じる可能性のある場合

図－3.5.21に示すように橋軸直角方向に動き得る場合、鉛直回りの回転運動（例として、川の上流側と下流側の遊間が違う等）、つまりけた端に相対角変化が生じる場合もある場合伸縮装置が角変化に対応できるか検討しなければならない。



図－3.5.21　鉛直回りの回転運動

c. 地震時の移動速度に伸縮装置が追随可能か

地震時では移動速度が速いので伸縮装置がある程度追随できなければ、その反力が原因となって免震橋梁における効果が損なわれる可能性があるので、ある程度追随可能か検討する必要がある。

d. 震度法以上の地震動に対する交通の確保や、伸縮装置の補修方法

震度法以上の地震動に対して伸縮装置の一部損傷によって対応する場合、損傷個所を補修する方法をあらかじめ考慮しておく必要がある。

応急処置によって地震後の交通の確保をし、修復工事の簡単な構造が望ましい。

また、フィンガージョイントで止水部に目地材を使用している場合や樋形式の排水処理の場合は、震度法以上の地震の場合は損傷をうけやすいと考えられるので、補修が容易で取り替えやすい構造が望ましい。

(2) 設計式

伸縮装置の設計伸縮量は、震度法による変位と温度変化等による常時の伸縮量を比較し、大きい方をその伸縮装置の伸縮量とする。

i) 地震時の伸縮量

$$LE = \begin{cases} 2 \cdot 1E + LA & (けたと橋台間) \\ 2 \cdot \sqrt{1E1^2 + 1E2^2} + LA & (隣接するけた間) \end{cases}$$

LE : 伸縮装置の設計伸縮量(mm)

1E1, 1E2 : レベル1の地震動により計算されるけたとそれぞれのけたと橋脚との間に生じる地震時相対変位(mm)

1E : レベル1の地震時により計算されるけた端と橋台との間に生じる地震時相対変位(mm)

LA : 免震装置の設置誤差等を考慮した余裕量

30mm (±15mm) 程度とするのがよい。

ii) 温度変化等による常時の伸縮量

道路橋示方書・同解説I共通編「4.6 伸縮装置」及び、「道路橋伸縮装置便覧」(日本道路協会)を参考にするのがよい。

一例として

$LE' = \triangle 1t + \triangle 1c + \triangle 1y$

$\triangle 1t = (Tmax - Tmin) \cdot \alpha \cdot 1$

$\triangle 1c = 0.6 \cdot 1 \cdot \beta$

LE' : 温度変化等による常時の伸縮量 (mm)

$\triangle 1t$: 温度変化による伸縮量 (mm)

$\triangle 1c$: クリープ、乾燥収縮による縮み量 (mm)

$\triangle 1y$: 余裕量 (mm)

Tmax : 設計最高温度 ℃

Tmin : 設計最低温度 ℃

1 : 伸縮桁長 (mm)

α : 膨張係数

鋼橋の場合 $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

コンクリートの場合 $\alpha = 10 \times 10^{-6}$

β : クリープ、乾燥収縮のてい減係数

ただし活荷重等によるたわみ、けた回転による伸縮量等無視できない場合は、考慮しなければならない。

iii) 地震時と温度変化等による常時の伸縮量との比較

鋼橋の場合は、単純にＬＥとＬＥ'を比べ、大きい方をその伸縮装置の伸縮量ＬＥとする。

コンクリート橋の場合は、クリープ、乾燥収縮の影響を考慮して、比較しなければならない。

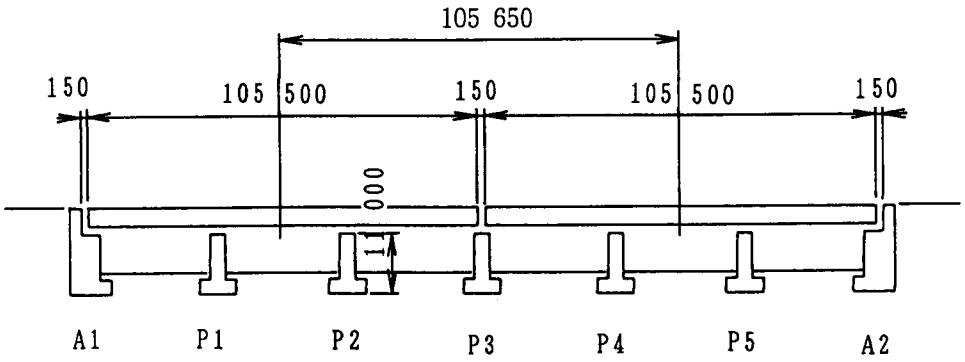
参考として伸縮装置の設計フローを、図－3.5.23に示す。

(3) 設計例

i) 設計条件

「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）3.3.2 免震装置の構造設計の検討」のモデル橋梁が２連あるものと仮定して、Ｐ３上のけたとけたの場合の伸縮装置の試設計をおこなう。

a. 対象橋梁



図－3.5.22　伸縮装置設計のモデル橋梁

b. 橋梁諸元

上部構造　鋼３径間連続非合成鈑桁橋

下部構造　橋台－逆Ｔ式　橋脚－壁式

幅員　　11.5 m

c. 立地条件

重 要 度　１級

地盤種別　Ｉ種

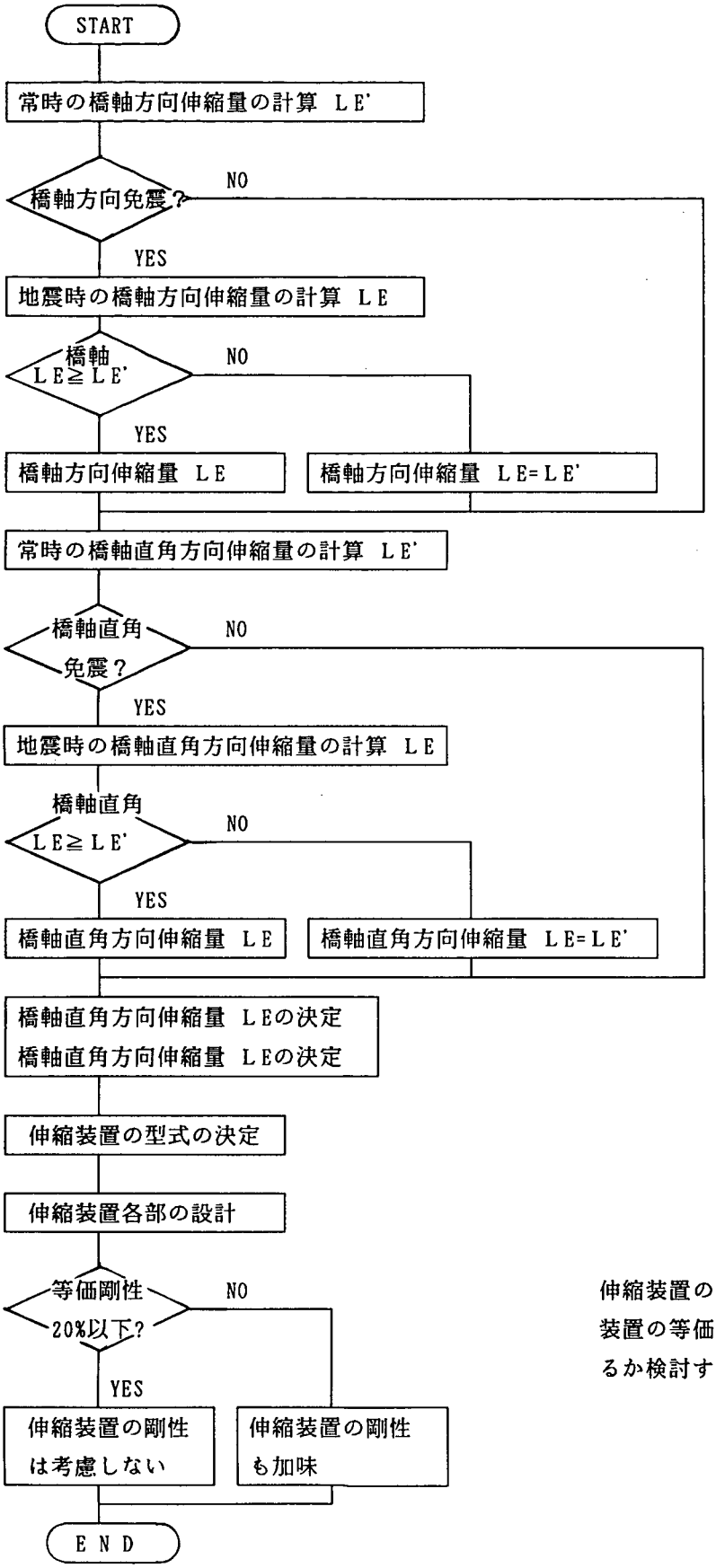
地域区分　Ａ区分

d. 免震装置の剛性

免震装置は、ＬＲＢまたはＨＤＲと仮定する。また、免震装置は１橋脚または、１橋台に５個配置されるものとする。

Ａ１、Ｐ３、Ａ２　　の免震装置１個当りの等価剛性（震度法レベル）　260 tf/m

Ｐ１、Ｐ２、Ｐ４、Ｐ５の免震装置１個当りの等価剛性（震度法レベル）　660 tf/m　とする。



伸縮装置の地震時等価剛性が免震装置の等価剛性の２０％以下であるか検討する。

図－3.5.23　伸縮装置の設計フローチャート

e. 免震方向の決定

橋軸方向だけの免震橋梁とする。

f. 地震時の伸縮装置の設計伸縮量

Ｐ３橋脚上の免震装置の設計変位は、モデルとした資料より

震度法では　u_B ＝　26 mm

（地震時保有水平耐力法では、u_B ＝　120 mm）

隣接するけた間なので、伸縮装置の設計伸縮量L_E は、

$$LE = 2 \cdot \sqrt{1E_1^2 + 1E_2^2} + L_A$$

$1E_1$, $1E_2$ ：　それぞれのけたと橋脚との間に生じる地震時相対変位

$1E_1 = 1E_2$ ＝　u_B ＝　26 mm

L_A ：　余裕量　30mmとする。

したがって

$$LE = 2 \times \sqrt{26^2 + 26^2} + 30 = 104 \text{ mm} \rightarrow \pm 52 \text{ mm}$$

g. 温度変化などによる常時の設計伸縮量

常時の設計伸縮量の算出については、「道路橋伸縮装置便覧」を参考とした。

①温度変化による伸縮量

Ｔ：温度範囲　±25 ℃

図-3.5.22より伸縮桁長Ｌ(m) は　Ｌ＝ 105.65 m　とする。

α ：膨張係数 12×10^{-6}

$\Delta 1t = T \cdot \alpha \cdot L \cdot 10^3 = 25 \times 12 \times 10^{-6} \times 105.65 \times 10^3 = \pm 31.7$ mm

②余裕量 $\Delta 1y$

余裕量については、温度変化の１割と仮定する。

$\Delta 1y = \Delta 1t \cdot 0.1 = \pm 31.7 \times 0.1 = \pm 3.2$ mm

したがって常時の設計伸縮量 ＬＥは

$L_E = \Delta 1t + \Delta 1y = 31.7 + 3.2 = \pm 35$ mm

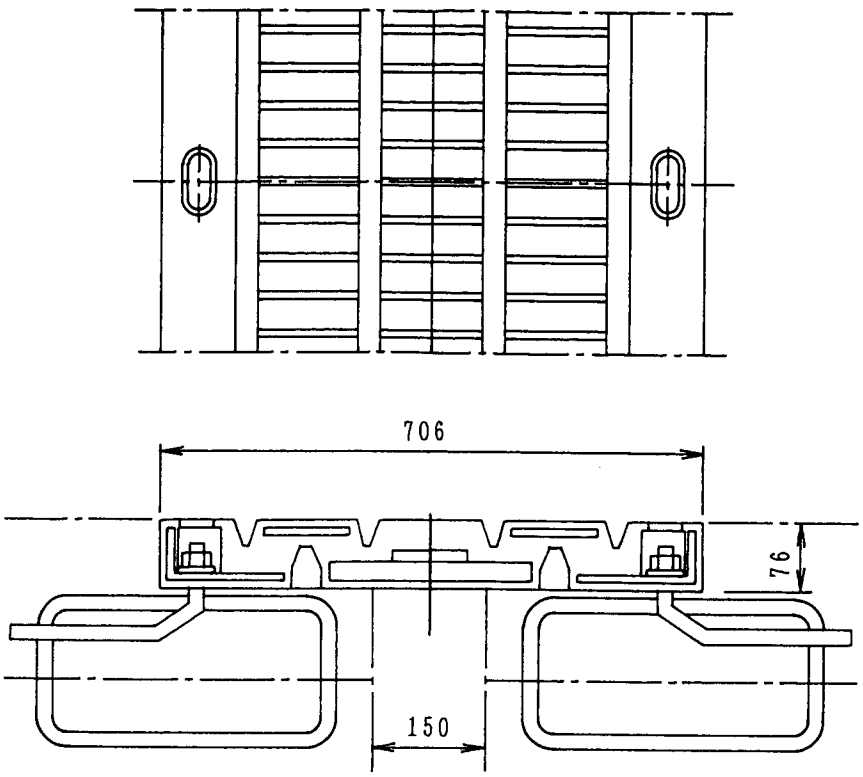
h. 地震時と常時の設計伸縮量の比較

地震時の設計伸縮量 ±52 mm ＞ 常時の設計伸縮量 ± 35 mm

したがって、伸縮装置の設計移動量　L_E ＝ ±52 mm →104 mm で設計を行う。

ii)設計例

a. ゴムジョイント（支持式）



図－3.5.24　ゴムジョイント（支持式）

上図は、伸縮可能量 160mmの既往のゴムジョイントの一例である。

既往のゴムジョイント（支持式）についてのバネ定数の例を表－3.5.13に示す。

表－3.5.13 ゴムジョイント（支持式）のバネ定数

伸縮可能量（mm）	長さ１m当りのバネ定数（tf/m）
１６０	３０
２３０	２４
３３０	２０

ゴムジョイントとして伸縮量 160mmのものを選ぶと、単位長さ当りのバネ定数は、30tf/mである。橋幅を11.5mとすると、A1, A2, P3 に同じ型式の伸縮装置があるものと仮定して

30 × 11.5 × 3 ＝ 1035 tf/m

免震装置等価剛性（震度法時）は、

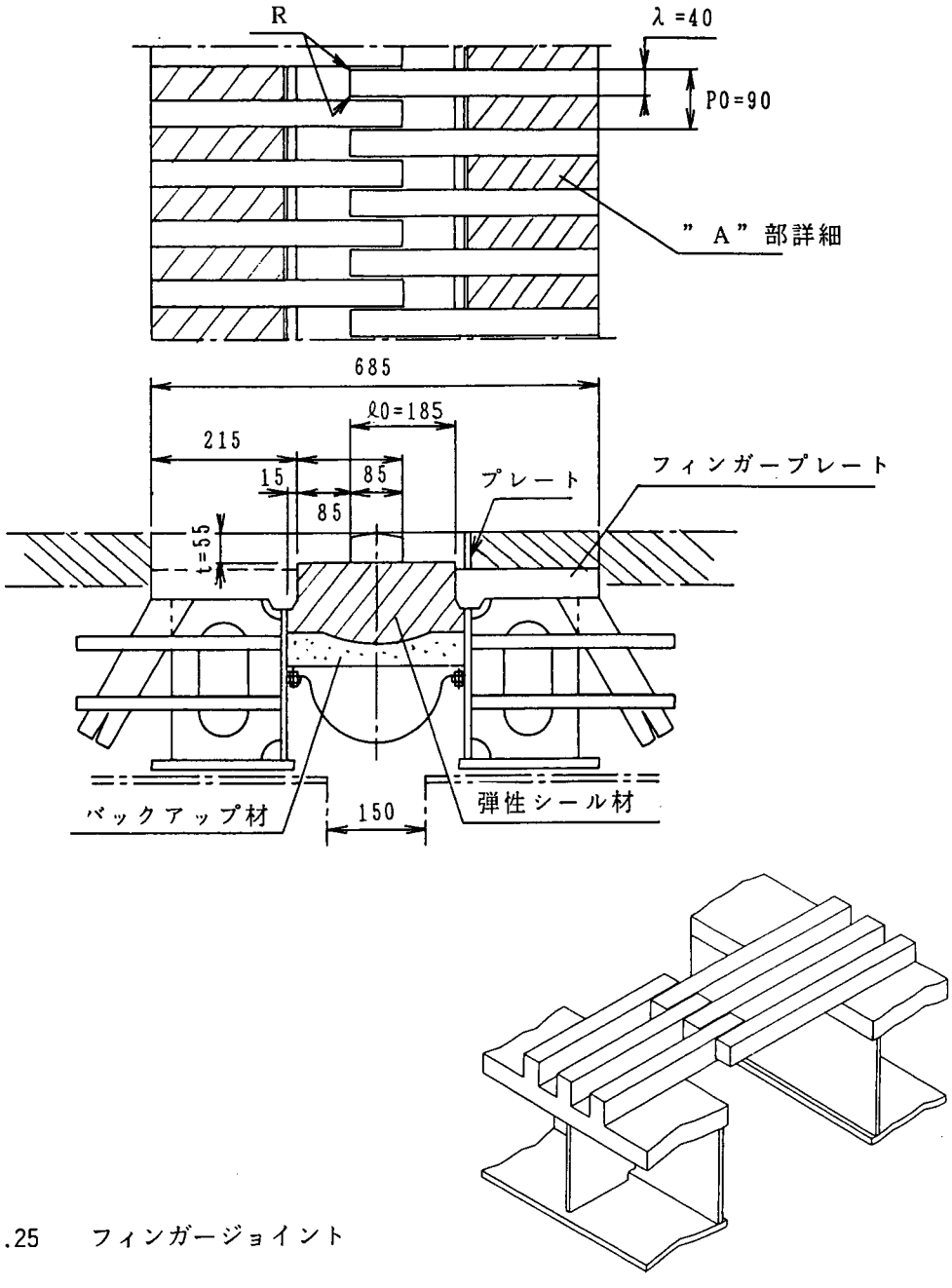
260 × 5 × 3 ＋ 660 × 5 × 4 ＝ 17100 tf/m

（伸縮装置等価剛性）／（免震装置等価剛性）× 100 ＝ 1035 ／ 17100 × 100 ＝ 6.1 %

免震装置の等価剛性の約６%であるので、特に再照査の必要はない。

なお、この形式のジョイント（ゴムジョイント支持型）では、橋軸直角方向の伸縮量は橋軸方向の 1/2 を見込むことができる。

b. フィンガージョイント



図−3.5.25　フィンガージョイント

フィンガージョイントの設計例を図－3.5.25に示す。

このフィンガープレートは、震度法以上の地震に対してジョイントの一部を破損することにより対応している。

つまり、図に示すようにプレートは、フィンガープレートに溶接されており、A部分は舗装材またはゴムプレートが挿入されている。

震度法以上の地震の伸縮に対して、このプレートにフィンガープレートの歯があたり、このA部分が破損することにより桁と桁がぶつかっても伸縮装置は破壊されないような構造となっている。

フィンガージョイント自体の設計については、「鋼橋伸縮装置設計の手引き」（社団法人日本橋梁建設協会）、「伸縮装置標準設計図集（鋼製フィンガージョイント）」（日本道路公団）等を参照するのがよい。

フィンガー長　l_0 の決定

l_0 ： L_E ＋ b ＋ c ＋ 15

L_E ： 設計移動量　　(mm)

b　： フィンガーの最小遊間　　(mm)

c　： フィンガーの最小ラップ　　(mm)

L_E ＝ 104mm, b ＝ 30mm, c ＝ 35mm とする

l_0 ＝ 104 ＋ 30 ＋ 35 ＋ 15 ＝ 184 mm　→　18.5cm

フィンガープレートの計算

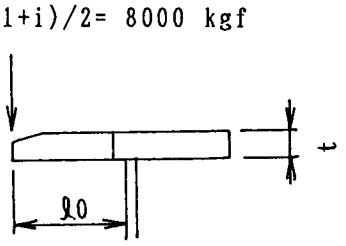
設計荷重　P ＝ 8000 Kgf

衝撃係数　i ＝ 1.0

曲げモーメント

$M = 1/2 \cdot P (1 + i) \cdot l_0$

$= 8000 \cdot l_0$ (kg·f·cm)



図－3.5.26　　フィンガージョイントの荷重載荷

フィンガープレートの抵抗幅　B　(cm)

フィンガープレートの抵抗幅 Bは、後輪輪帯幅（50cm）にフィンガープレート根元の幅（λ）とフィンガーのピッチ（P0）の比（γ）を乗じた値とする。

$B = 50 \times \lambda / P0 = 50 \times \gamma$　(cm)

$\gamma = \lambda / P0 = 4/9 = 0.44$

「伸縮装置標準設計図集（鋼製フィンガージョイント）」（日本道路公団）より

フィンガープレート厚（t）は次式により求める。

$$t = \frac{P \cdot l_0}{50/6 \cdot \gamma \cdot \sigma a} \quad (cm)$$

σa ：1400 Kgf/cm（SM41相当）

$$t = \frac{8000 \times 18.5}{50 / 6 \times 0.44 \times 1400} = 5.4 \text{ cm} \rightarrow 5.5 \text{ cm}$$

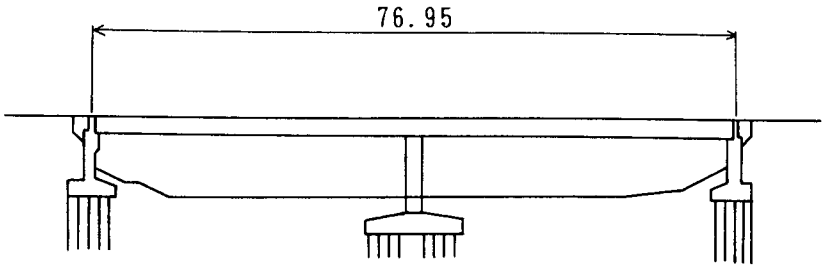
3.5.6　ノックオフ構造の設計例

桁と橋台の遊間をマニュアル（案）に従って求めると、遊間は震度法レベルの移動量または温度による伸縮量のうち、どちらか大きい方を用いることになる。この場合、保有耐力法レベルの地震動を受けると、桁と橋台は衝突することも考えられる。このため、桁を損傷させない対策の１つとして左右橋台上にノックオフ装置を設けることが考えられる。

(1) 対象とした橋梁

対象とした橋梁は免震支承を有する２径間連続ＰＣ桁の道路橋である。諸元を以下に示す。

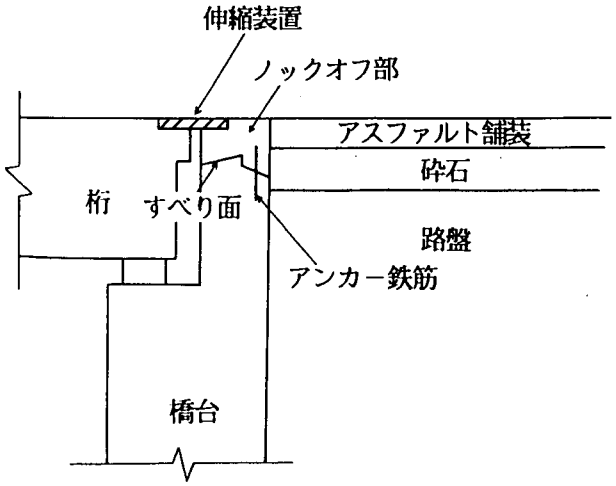
諸元；　　橋長：76.95m，　　幅員：10.7m，　重量：1780 t



図－3.5.27　　対象とした橋梁

(2) ノックオフ装置の適用

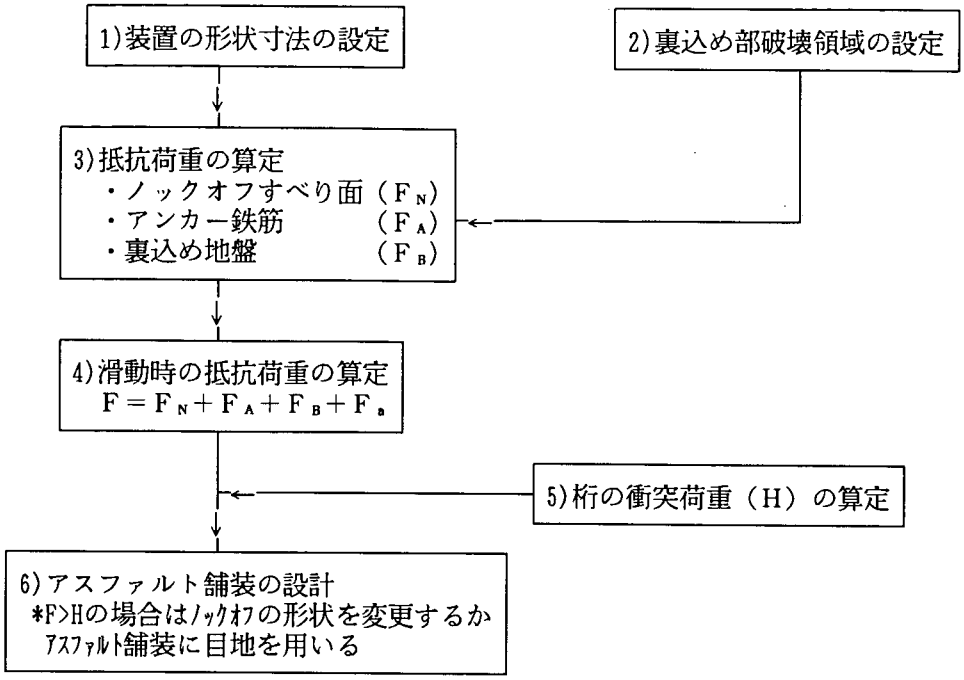
ノックオフ装置は図3.5.28に示すように、桁が衝突した時に裏込め地盤の方へ移動するノックオフ部、輪荷重が伸縮装置に作用する時にノックオフが回転するのを防止するアンカー鉄筋、により構成されている。



図－3.5.28　　ノックオフ装置の概要

(3) 装置の設計法

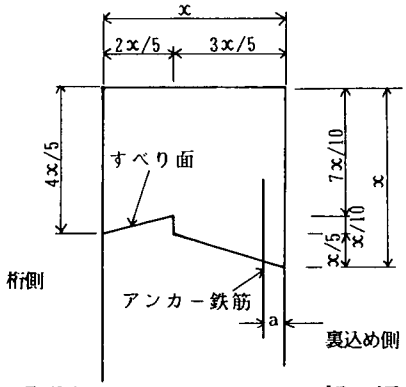
桁がノックオフ装置に衝突した場合、装置が滑動するのに抵抗する要素としてはノックオフすべり面，アンカー筋，裏込め地盤等が考えられる。このため、3つの抵抗荷重をそれぞれ算出し、加算したものを滑動する時の抵抗荷重とする。設計法の流れを以下に示す。

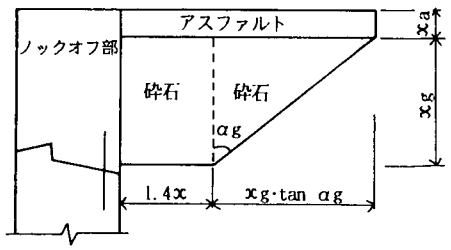


① 装置の形状寸法の設定

装置の形状寸法の1例を図－3.5.29に示す。すべり面中央付近にはノックオフ部が桁側にすべりだすのを防ぐための突起をつけている。突起の両側に傾斜をつけたのはノックオフ部の安定と水の滞留を防ぐためのものである。

② 裏込め部における破壊領域の設定を図－3.5.30に示す。 この時ϕは砕石の摩擦角α_gとし、すべり角は$\alpha_g=45^\circ+\phi/2=65^\circ$とする。また、1.4xは実験後、砕石を取り除いた時の状況から決定した。





ここに x:ノックオフ部の幅 x_a:アスファルト舗装の厚さ x_g:砕石の厚さ

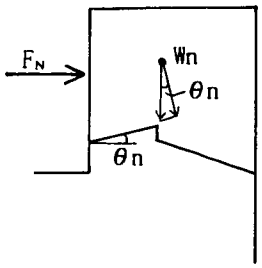
図－3.5.29 ノックオフ装置の寸法　　図－3.5.30 破壊領域の設定

③　ノックオフ抵抗荷重の算定

a)　ノックオフすべり面の抵抗荷重

右図に示すノックオフ滑動時のつり合い条件より抵抗荷重(F_{n1})は次式となる。

$$F_{n1}=\frac{W_n(\sin\theta_n+\mu_s\cos\theta_n)}{\cos\theta_n-\mu_s\sin\theta_n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3.5.1)$$



μ_s：コンクリートの摩擦係数（実験よりμ_s ＝0.2）[1)]

θ_n：すべり面の傾き

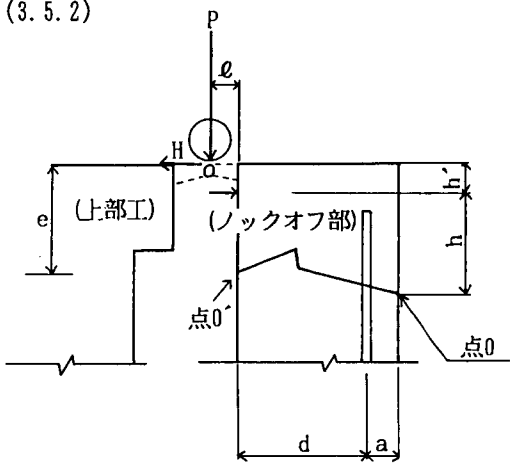
・橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重（F_N）は以下の通りである。

$$F_N=F_{n1}\times B \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3.5.2)$$

b)　アンカー鉄筋による抵抗荷重

・アンカー鉄筋の必要断面積の算定

橋台とノックオフ部は、アンカー鉄筋により接続するが、このアンカー鉄筋は伸縮装置に衝撃を100%加味した輪荷重を載荷した時の引抜きと制動荷重による引き抜きに対して設計する。



パラペット前面位置(点0')回りの回転を考え、アンカー鉄筋の必要断面積を算出する。

$$A_{sn}=\frac{P\cdot\ell+H\cdot e}{d\cdot\sigma_{sa}} \quad \cdots\cdots\cdots(3.5.3)$$

ここに、

A_{sn}；アンカー鉄筋の必要断面積

P；輪荷重

H；制動荷重〔=P×0.1:衝撃は考慮しない、0.1は道示Ⅰ-(共通編)2.1.17より10%する〕[5)]

ℓ；橋台前面から輪荷重作用位置までの距離

d；橋台前面からアンカー鉄筋までの距離

σ_{sa}；鉄筋の許容引張応力度

e；橋面上から点0'までの距離

・必要鉄筋量（A_s）の算定

1m当たりのアンカー鉄筋による断面積A_sは下式を満足しなければならない。

$$A_s\geqq A_{sn}/(\text{輪荷重幅}+\text{荷重分散幅})$$

・アンカー鉄筋による抵抗荷重の算定

このアンカー鉄筋の降伏点応力度をσ_{sy}とした時、点0回りの回転を考えることにより、アンカー鉄筋の抵抗荷重（F_{A1}）は

$$F_{A1}=\frac{A_s\cdot\sigma_{sy}\cdot a}{h} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3.5.4)$$

ここに、

A_s :1m当たりのアンカー鉄筋の断面積

σ_{sy}:アンカー鉄筋の降伏点応力度

a :橋台背面からアンカー鉄筋までの距離

h :点0から抵抗荷重作用点までの距離

ただし、ノックオフ部内のアンカー鉄筋の付着力F_tが$A_s\sigma_{sy}$より小さい場合は$F_{A1}=F_t\cdot a/h$とする。

・橋台全幅当たり（B）の抵抗荷重は以下の通りである。

$$F_A = F_{A1} \times B \quad \cdots\cdots\cdots\

裏込め地盤の抵抗荷重は(3.5.6)式より算出する。

$$F_B = F_a + F_g \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.6)$$

ここでF_gは以下のようになる。

・砕石（W_{g2}部分）のつり合いより

水平　$F_g = N_3 + \mu_1 N_4$

鉛直　$u_2 F_g = \mu_1 N_3 + N_4 - W_{g2}$

$$\therefore \quad F_g = \frac{N_3 + \mu_1 w_{g2}}{1 - \mu_1 \mu_2} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.7)$$

・砕石（W_{g1}部分）のつり合いより

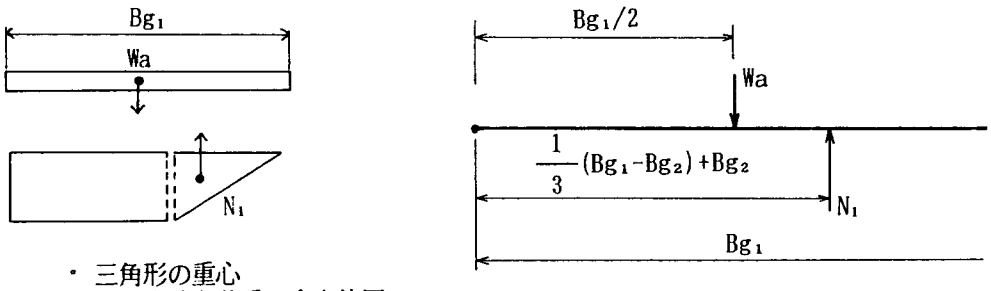
水平　$N_3 = \mu_1 N_2 \sin \alpha_g + N_2 \cos \alpha_g$

鉛直　$0 = -N_1 - W_{g1} - \mu_2 N_2 \cos \alpha_g + N_2 \sin \alpha_g$

$$N_3 = \frac{-(N_1 + w_{g1})}{K} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.5.8)$$

ただし　$K = \dfrac{\mu_1 \cos \alpha_g - \sin \alpha_g}{\mu_1 \sin \alpha_g + \cos \alpha_g}$

・砕石とアスファルトのつり合いより



・三角形の重心
・三角形分布荷重の合力位置

$$\frac{B_{g1}}{2} w_a = \left[\frac{1}{3} (B_{g1} - B_{g2}) + B_{g2} \right] N_1$$

$$\therefore \quad N_1 = \frac{B_{g1} \cdot w_a}{2} \times \frac{3}{B_{g1} + 2 B_{g2}} \qquad \cdots\cdots\cdots (3.5.9)$$

d)アスファルト舗装の抵抗荷重

・弾性床上の梁の座屈理論解より

$$F_{a1}=2\sqrt{EI\cdot k} \qquad \cdots\cdots\cdots(3.5.10)$$

ここに、E：アスファルト舗装の変形係数

I：　〃　断面２次モーメント

k：弾性床のバネ定数で、当面 5ton/m² とする。

$$F_a=F_{a1}\times B \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3.5.11)$$

kの値は実験結果に適合するように定めた値であるが、実験例も少なく物理的意味付けも明確でない。したがって、実際の適用に当たってはアスファルト舗装の水平座屈実験を行って決定するのが望ましい。当面の設計上の対応としては後述の座屈誘発目地を設け、アスファルト舗装が所定の荷重で確実に座屈するようにする。

・座屈長（ℓ）は次式により求める。

$$\ell=2\sqrt{\frac{2EI}{F_{a1}}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3.5.12)$$

d)　滑動時の全抵抗荷重（F）の算定

滑動時の全抵抗荷重（F）は、ノックオフすべり面，アンカー鉄筋，裏込め部における抵抗荷重の合計とする。

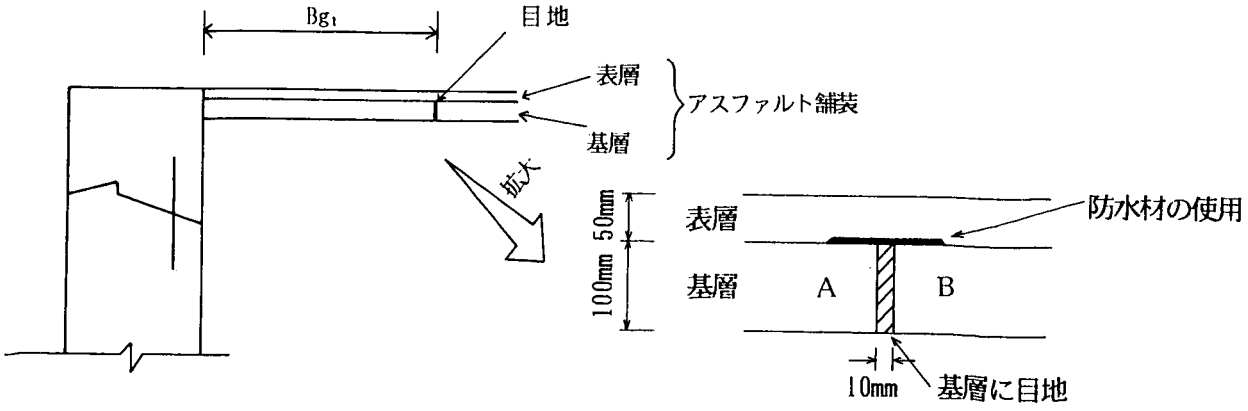
$$F=F_N+F_A+F_B+F_a \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3.5.13)$$

⑤　桁の衝突荷重（H）の算定

桁の衝突荷重（H）は橋台に接するスパンの桁の総重量とする。

⑥　アスファルト舗装の設計

アスファルト舗装要綱[2)]を参照する。また、アスファルト舗装を座屈させる位置には図－3.5.32に示すような目地を設ける。

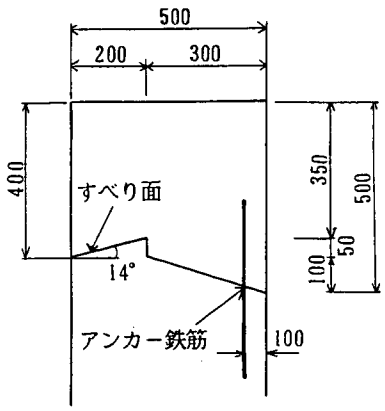


図－3.5.32　　アスファルト舗装の目地

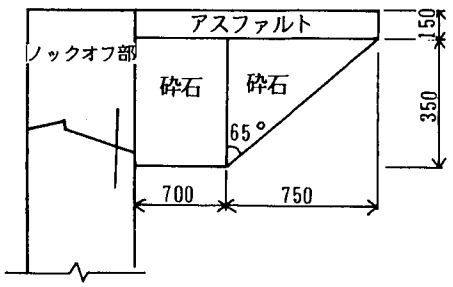
(4) 設計例

① 装置の形状寸法と裏込め部破壊領域

図－3.5.29に示すノックオフ装置の長さ(X)を50cmとすると、ノックオフ装置の形状寸法と裏込め部の破壊領域は図－3.5.33と図－3.5.34のように設定される。この時、幅員（B）は10.7m とする。



図－3.5.33　ノックオフ装置の寸法



図－3.5.34　破壊領域の設定

② ノックオフ抵抗荷重の算定

a)ノックオフすべり面の抵抗荷重

(3.5.1)式および(3.5.2)式より

$$F_n = \frac{0.5(\sin 14^\circ + 0.2\times\cos 14^\circ)}{\cos 14^\circ - 0.2\times\sin 14^\circ}\times B = \frac{0.5\times 0.390}{0.922}\times 10.7 = 2.25t$$

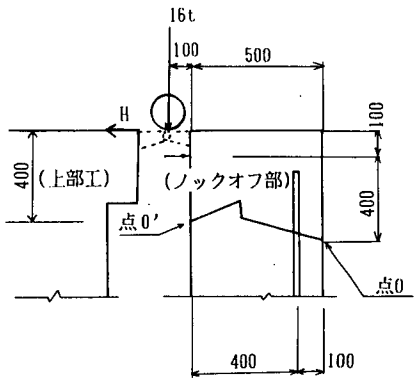
b)アンカー鉄筋による抵抗荷重

・アンカー鉄筋に対する所要断面積は

(3.5.3) 式より

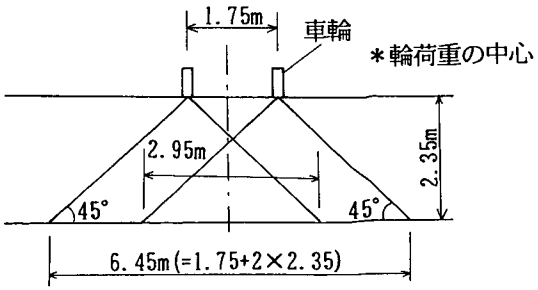
$$A_{sn} = \frac{16000\times 10 + 800\times 40}{40\times 1400} = 3.43cm^2$$

故に１m当たり3.45cm²以上の配筋が必要である。



・必要鉄筋量（A_s）の算定

アンカー筋の抵抗範囲は輪荷重の分布を考えると右図のように6.45mとなる。中央の2.95mには２つの輪荷重が作用するため、この2.95mの幅に$2\times A_{sn}=6.89cm^2$以上の鉄筋を配置すれば良いことになる。実際にはϕ10 @250とするとA_s=9.26cm²(=0.785×295/25)となる。

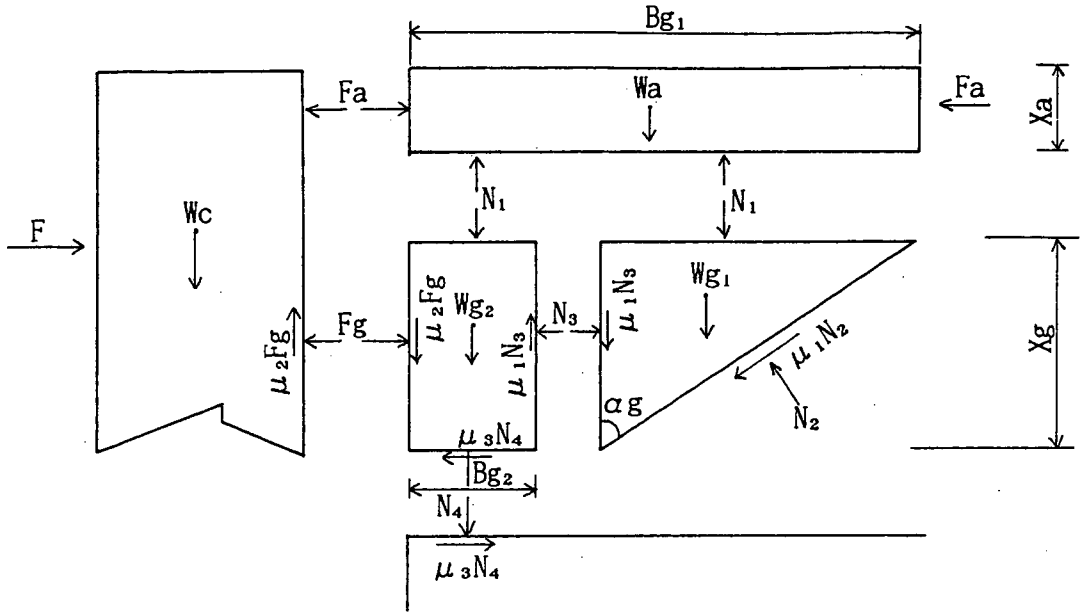


・アンカー鉄筋による抵抗荷重は(3.5.4)式，(3.5.5)式より

$$F_A = \frac{9.26 \times 3700 \times 10}{40} \times 10.7 = 91650Kg = 91.7ton$$

c) 裏込め地盤の抵抗荷重

裏込め地盤の抵抗荷重は図－3.5.35のようにノックオフ部、アスファルト舗装、砕石のブロックにわけ、それぞれに設定した破壊領域を考慮してつり合い式より算定する。



図－3.5.35　ノックオフ，アスファルト舗装，砕石のつり合い条件

砕石、アスファルトの舗装物性試験または文献より決定した定数は以下の通りである。

アスファルト舗装の密度	r_a ＝1.03 t/m³ [1]
砕石の密度	r_g ＝2.10 t/m³ [1]
砕石の摩擦角	ϕ ＝40° [1]
砕石のすべり角	α_g ＝45° ＋ϕ/2＝65°
砕石と砕石の摩擦係数	μ_1 ＝tan ϕ＝tan 40° ＝0.839
砕石とｺﾝｸﾘｰﾄの摩擦係数	μ_2 ＝tan(ϕ/2) ＝0.364
アスファルトの変形係数	E_a ＝28000 Kg/cm²(動的) [7]～[12]
砕石の変形係数	E_g ＝140 Kg/cm² [1]

＊アスファルトの弾性係数(E_a)は文献により想定される最大の値を用いた。

幅１ｍ当たりのノックオフ、裏込め部の重量はそれぞれW_n＝0.5t/m, W_a＝2.50t/m, W_{g1}＝5.66t/m, W_{g2}＝3.03t/mであり、アスファルト舗装、砕石の厚さはx_a＝0.15m, x_g＝0.35mである。また、ノックオフ端部 からアスファルト舗装の破壊位置(B_{g1})までは1.45m, すべり線底面の距離(B_{g2})は0.7mである。

(3.5.9) 式より

$$N_1 = \frac{1.45\times 2.50}{2} \times \frac{3}{1.45+2\times 0.7} = 1.90$$

(3.5.8) 式より

$$K = \frac{0.836\times\cos 65^\circ - \sin 65^\circ}{0.836\times\sin 65^\circ + \cos 65^\circ} = -0.466$$

$$N_3 = \frac{-(1.90 + 5.66)}{-0.466} = 16.2$$

(3.5.7) 式より

$$F_g = \frac{16.2\times 0.839\times 3.03}{1-0.839\times 0.364} = \frac{41.2}{0.695} = 59.4\text{ton}$$

d) アスファルト舗装の抵抗荷重

(3.5.10)式より

$$F_a = 10.7\times 2\sqrt{\frac{2.8\times 10^5\times 1.0\times 0.15^3\times 5.0}{12}} = 428\text{ton}$$

e) 全抵抗荷重（F）の算定

(3.5.12)式より

$$F = 2.25+91.7+59.4+428.0 = 581\text{ton}$$

③ 桁の衝突荷重の算定

対象とする橋梁を橋長76.95m, 幅員10.7mの２径間連続ＰＣ桁橋とすると桁の重量は概略890tとなる。

④ アスファルト舗装の設計

アスファルト舗装要綱を参照する。また、アスファルト舗装は図－3.5.32に示すような目地を設け、(3.5.12)式より ℓ_B=6.3mの位置で確実に座屈するようにする。

(5) 装置の施工法

ノックオフ部の滑動面には、ノックオフ部が所定のすべり抵抗力で滑動するように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要である。すべり面から水が浸透してくるため、アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や、ステンレス製の鉄筋を用いる。アンカー鉄筋の周辺のコンクリートは引抜き力のため一部が破壊する。このため、裏込め側のアンカー鉄筋の根入れ部にはひび割れ防止の鉄筋を配しておく必要がある。

〈参考文献〉

1)土木研究所他28社:「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）」
土木研究所研究報告書 第60号, 平成３年７月

2)(社)日本道路協会:アスファルト舗装要綱、昭和63年度版

3)(財)国土開発技術センター:道路橋の免震設計ガイドライン（案）

4)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編 平成２年２月

5)C. van der Poel: "A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data", J. Appl. Chem. 4(1954)221

6)AASHO:The AASHO Interim Guides for Design of Rigid and Flexible Pavement, AASHO, 1961, 1972, 1981, 1986.

7)Til, C. J. V. etal:Evaluation of AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures, NCHRP Report 128, 1972.

8)アスファルト、No. 155, 日本アスファルト協会

9)Foryth, R. A.:AASHTO design concepts, Engineering 21st Century Highways, Proc. of a Cnferenc ASCE, pp. 20～25, 1989.

10)F. Bonnaure et al:A new Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, AAPT, 36 p91(1977)

11)H. L VON QUINTUS, J. A. SCHEROCMAN, C. S. HUGHES and T. W. KENNEDY:NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT 338, "ASPHALT-AGGREGATE MIXTURE ANALYSIS SYSTEM" TRANSPORTATION RESEARCH BOARD NATIONAL RESERCH COUNCIL WASHINGTON, D. C. MARCH 1991

12)阿部洋一，上島 壮，菅原照雄：短い載荷時間におけるアスファルト合材の粘弾性について，土木学会第22回年次学術講演会，Ⅳ部門，PP97-1～97-4, 1967年

13)菅原照雄：アスファルト混合物の力学的性状について，土木学会論文集，第207号，PP73～81, 1972年11月

14)笠原 篤，上島 壮，菅原照雄：共振法によるアスファルトおよびアスファルト混合物の動的粘弾性，土木学会論文報告集，第208号，PP77～84, 1972年12月

15)笠原 篤，菅原照雄：アスファルト混合物の動的応答に関する研究，土木学会論文報告集，第215号，PP75～82，1973年7月

16)笠原 篤，他：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用，土木学会論文報告集，第254号，PP107～117, 1976年10月

17)笠原 篤，菅原照雄：アスファルト合材の動的応答と疲労について，道路建設 No. 295, PP43～53, 1978年8月

〈民間担当会社〉（株）大 林 組，（株）間組，大成建設（株），ＮＫＫ（株），オイレス工業（株），パシフィックコンサルタンツ（株）

3.6　免震橋の地震応答特性に関する研究

3.6.1　研究概要

免震橋は、桁を水平方向に柔らかく支持し橋の固有周期を長周期化するアイソレーター、および、エネルギー吸収装置による橋の減衰特性の向上を基本として設計されるため、免震橋の設計に際しては、アイソレーターの剛性及びエネルギー吸収装置の減衰性能を適切に評価しモデル化することが重要である。平成元年度以後、本課題では、免震橋模型の振動台実験に基づく以下に示すような検討を行ってきた。

①免震装置を等価線形化手法を用いてモデル化し動的解析した場合の解析精度の検討（平成元年度）

②免震装置をバイリニア型非線形ばねにモデル化し動的解析した場合の解析精度の検討（平成２年度）

③落橋防止装置と桁との衝突を非線形ばねでモデル化した場合の免震橋の振動特性の検討（平成２年度）

以上に示した検討から免震橋の地震応答特性は、免震装置を等価線形化法もしくはバイリニア型非線形ばねにモデル化した動的解析により精度良く再現することができることが明らかになってきた。

本年度は、本共同研究の最終年度であるため、以下の項目について検討を実施した。

①免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性の検討

②免震設計における免震装置の設計変位の簡易算定法の開発

③実測記録に基づく免震橋（宮川橋）の地震応答特性に関する検討

④免震装置に生じる残留変位に関する検討

3.6.2　自由振動実験に基づく免震橋模型の減衰特性

(1) 概　　要

減衰定数は、もともと1自由度系に対して定義されたものであるが、部材等のエネルギー吸収性能を定量的に表わす指標として、他に適当なものがないせいもあり、多自由度系に対しても部材ごとの減衰特性を表わすために広く用いられている。モーダルアナリシスにより多自由度系の地震応答解析を行なう際には、モード減衰定数が必要とされるため、部材ごとに1自由度系とのアナロジーで与えた減衰定数からモード減衰定数を算出する必要がある。このための手法としては、エネルギー比例減衰等が提案されている。エネルギー比例減衰では、モード減衰定数を式(3.6.1)で与える。

しかし、免震橋では、部材の履歴減衰、地下逸散減衰など通常の橋が持つエネルギー吸収に加えて免震装置によるエネルギー吸収がある。そのため、ここではエネルギー一定則により、免震橋のモード減衰定数がどの程度正確に推定できるかを、免震橋模型の自由振動実験に基づいて検討した。

$$h = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^{T} \cdot h_j \cdot K_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^{T} \cdot K \cdot \phi_i} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.6.1)$$

ここで、

ϕ_{ij} ：i次振動モードの要素jのモードベクトル

h_j ：要素jの減衰定数

K_j ：要素jの剛性マトリックス

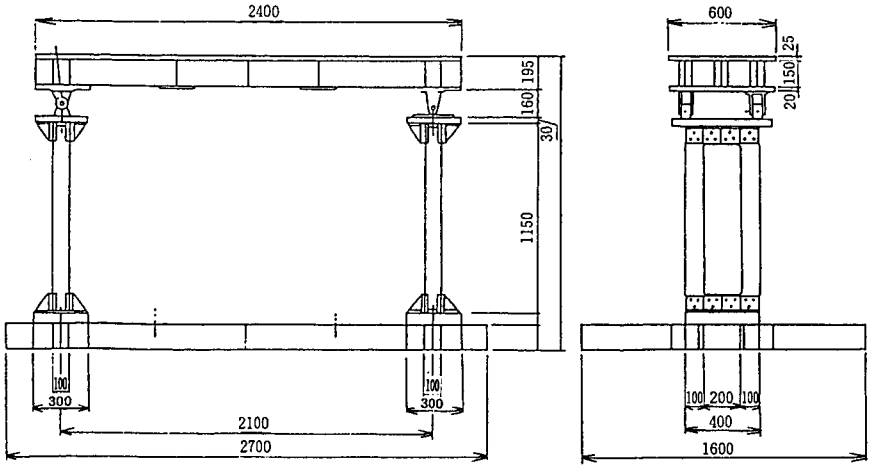
ϕ_i ：i次振動モードのモードベクトル

K ：構造全体の剛性マトリックス

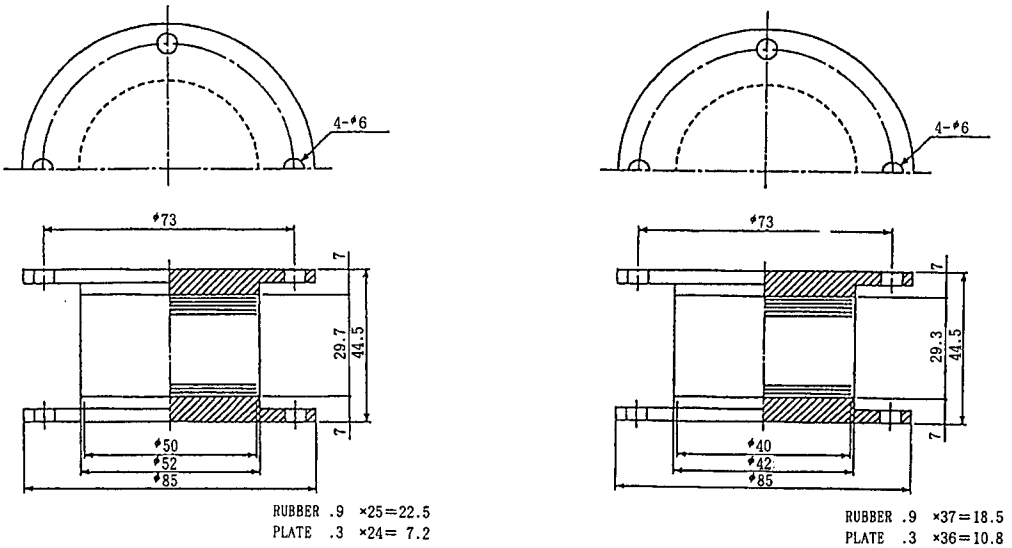
(2) 検討対象とした免震橋模型

実験に用いた模型橋梁は、図－3.6.1に示すように支間長2.1m、桁重量611.7kgfの単純橋である。橋脚は頭部を剛に連結したラーメン構造の4枚の板からなる。橋脚を構成する板の形状は幅100×板厚10×長さ950mmである。橋脚基部は剛な治具により模型架台に固定されている。実験に際しては、橋梁模型の安定を図るために模型架台上にウエイトを置いた。

支承としては、図－3.6.2に示す積層ゴム支承（以下、ＲＢと呼ぶ）と高減衰積層ゴム支承（以下、ＨＤＲと呼ぶ）の2種類を用い、各橋脚上に2個ずつ設置した。



図－3.6.1　実験に用いた免震橋模型の概要



(a)積層ゴム支承（ＲＢ）　　(b)高減衰積層ゴム支承（ＨＤＲ）

図－3.6.2　実験に用いた支承

(3) 免震橋模型の自由振動実験

式(3.6.1)の適用性を検討するためには、橋全体系と同時に橋の構成部材の減衰定数を知る必要がある。このため、以下のように、橋全体系と部分構造系の両者の自由振動実験を行なった。

①ＲＢで支持された模型橋

②ＨＤＲで支持された模型橋

③模型橋脚Ａ

④模型橋脚Ｂ

⑤ＲＢ単体

⑥ＨＤＲ単体

ここで、「ＲＢ単体」及び「ＨＤＲ単体」とは、それぞれＲＢ及びＨＤＲを非常に剛性の高い

架台に据え付けて桁を支持した場合である。桁の変形やエネルギー吸収は無視できるし、また、架台の変形はほとんど生じないようにしたので、支承単体のエネルギー吸収を求めることができる。橋脚については、２つの橋脚でエネルギー吸収が全く同じではないかもしれないので、両者に対して自由振動実験を行なった。なお、①～⑥のいずれの実験でも橋脚や架台の基礎は剛性の高い支持材に固定した。したがって、橋脚や架台は下端固定の片持ち梁と見なせるため、下端から周辺地盤への逸散はほとんどないとみなすことができる。

実験は、室温を20° Cに保った恒温室内にて実施した。これは、ゴム材の剛性が多少温度依存性を有しているためである。一方向に手で桁を引っ張り、静かに離すことにより、模型橋を自由振動させた。各ケースとも、橋脚天端と桁の２カ所で自由振動変位及び加速度を計測した。また、両者の差として、支承に生じた変位及び加速度を算出した。

(4)免震橋の減衰特性

橋全体系の自由振動波形から求めた桁の変位波形の例を図－3.6.3に示す。振幅の自然対数と自由振動のくり返し回数との関係を求めると図－3.6.4のようになる。ＲＢ及びＨＤＲとも各５回ずつ自由振動させた。図－3.6.4には、２回分の結果を示すが、くり返し回数による振動振幅の減少の仕方は、支承が同一であればほとんど変わりはないとみてよい。対数減衰率は次式で定義される。

$$\delta = \ln (a_{i-1} / a_i) \quad \cdots\cdots (3.6.2)$$

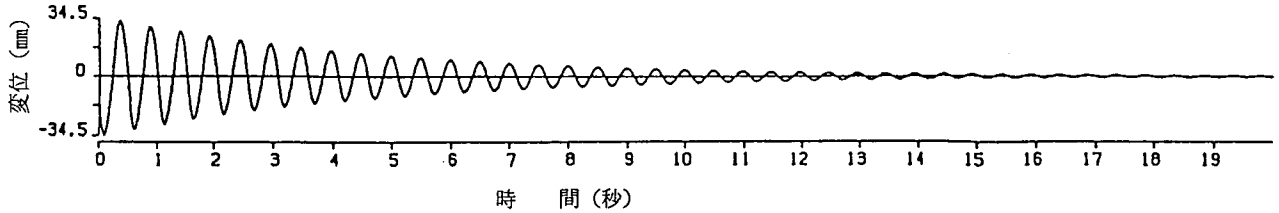
ここで、

δ ：対数減衰率

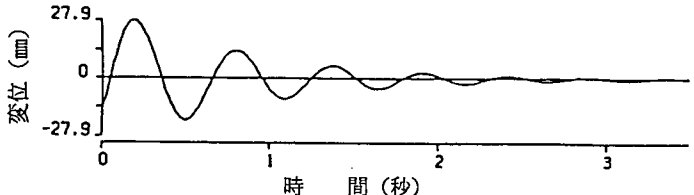
a_i：自由振動を始めてからｉ番めの振幅(cm)

また、減衰定数ｈと対数減衰率δには、式(3.6.3)の関係がある。

$$h = \delta / 2\pi \quad \cdots\cdots (3.6.3)$$

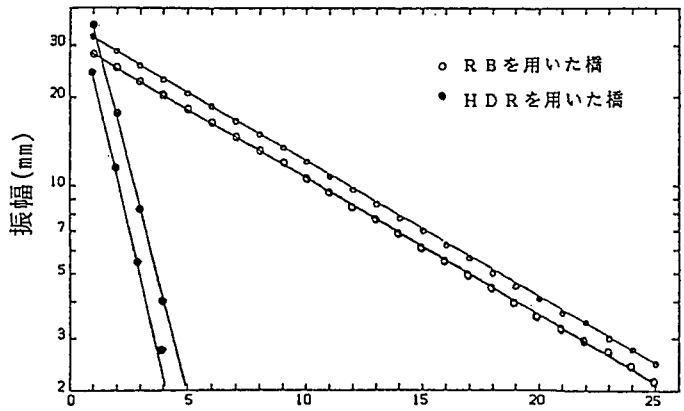


(a)ＲＢを用いた橋



(b)ＨＤＲを用いた橋

図－3.6.3　橋全体系の自由振動波形の一例



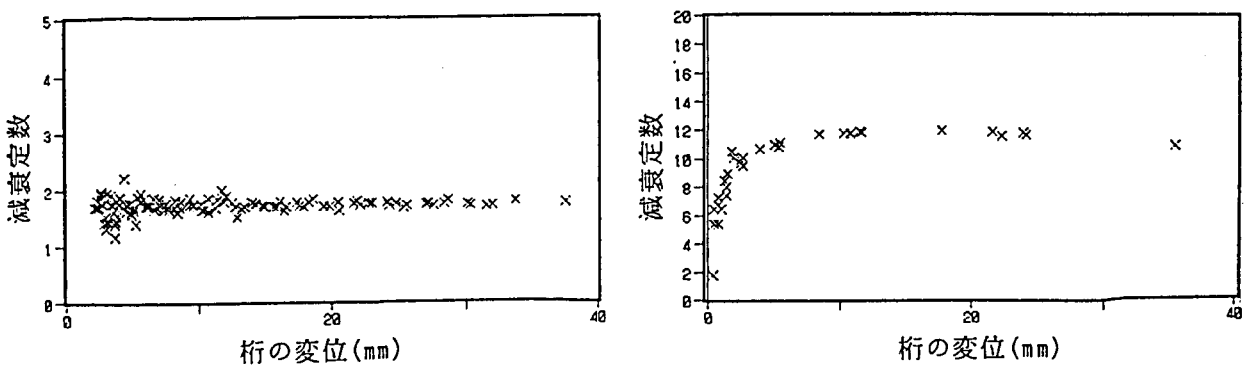
図－3.6.4　振幅の自然対数と自由振動のくり返し回数

式(3.6.3)より、橋全体系の減衰定数を求めると、図－3.6.5のようになる。これによれば、桁の変位がＲＢ橋の場合には５mm以上、ＨＤＲ橋の場合には10mm以上になると、それぞれ減衰定数はほぼ一定となり、次のようになる。

$$h=\begin{cases} 1.712 & (\text{ＲＢを用いた橋}) \\ 11.0 & (\text{ＨＤＲを用いた橋}) \end{cases} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.6.4)$$

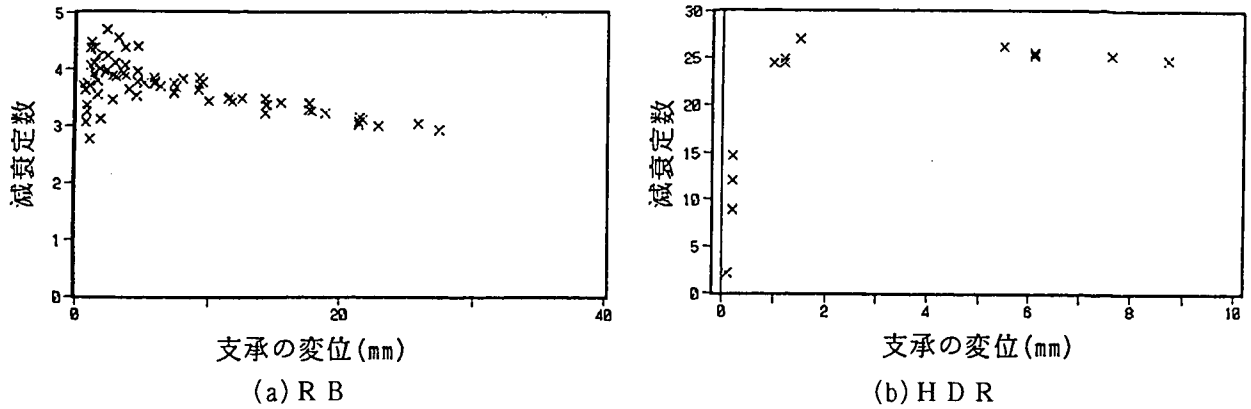
振幅が上記の変位よりも小さい範囲では、減衰定数がバラついたり、式(3.6.4)の値よりも小さかったりするが、これは自由振動の最後の方で変位が小さくなり測定精度が下がったり、支承の特性が表れているためである。ここでは、式(3.6.1)によるエネルギー比例減衰の適用性を検討することが目的であるから、減衰定数の変位依存性が小さい式(3.6.4)の領域を対象として解析することとする。

一方、部分構造系として、支承及び橋脚の減衰定数を求めた結果が、図－3.6.6（支承）及び図－3.6.7（橋脚）である。これより、変位依存性があるが、減衰定数はおおむね表－3.6.1のように求められる。



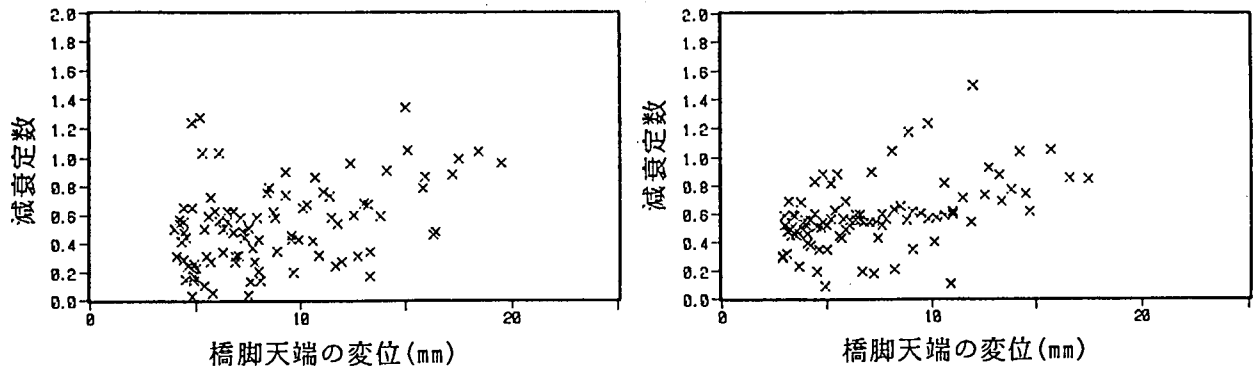
(a)ＲＢを用いた橋　　(b)ＨＤＲを用いた橋

図－3.6.5　橋全体系の減衰定数の変位依存性



(a) R B　　(b) H D R

図－3.6.6　支承の減衰定数の変位依存性



(a) 橋脚 A　　(b) 橋脚 B

図－3.6.7　橋脚の減衰定数の変位依存性

表－3.6.1　自由振動波形から求めた模型橋の構成部材の減衰定数

部材名	変位(mm)	減衰定数
積層ゴム支承	1.0～ 6.1 6.1～ 27.6	3．74 3．38
高減衰積層ゴム支承	1.8～ 8.8	25．3
橋脚A	7.4～ 13.4 13.4～ 19.6	0．549 0．808
橋脚B	4.8～ 11.8 11.8～ 21.3	0．644 0．937

(5) 免震橋に対するエネルギー比例減衰の適用性

免震橋模型ではエネルギー吸収は、免震装置と橋脚で行なわれるため、式(3.6.1)は次のように与えられる。

$$h = \frac{\sum_{j=1}^{2} \Delta E_j h_j}{\sum_{j=1}^{2} \Delta E_j} \quad \cdots\cdots(3.6.5)$$

ここで、

ΔE_1、ΔE_2：それぞれ免震支承および橋脚のひずみエネルギー

h_1，h_2　　：それぞれ免震支承および橋脚の減衰定数

h_1，h_2は、免震支承及び橋脚に生じる変位によって多少異なるため、模型橋の桁にある変位が生じる場合の免震支承及び橋脚（天端）に生じる変位を考慮して表－3.6.1から求める。

免震支承及び橋脚のひずみエネルギーは単体系の自由振動実験からもとめた剛性と変位を用いて、式(3.6.6)により求めた。

$$\Delta E_j = K_{ej} \cdot \delta_j^2 \quad \cdots\cdots\cdots\

表－3.6.2　エネルギー比例減衰に基づく全体系の減衰定数

(a)　RBを用いた橋の場合

	積層ゴム支承橋　4回目					左側橋脚（A）		右側橋脚　（B）		積層ゴム単体	
波　目	桁変位 (mm)	橋脚天端変位 (mm)	相対変位 (mm)	実測減衰定数 H	ひずみエネルギー比例減衰 H′	H_{PL}	W_{PL}	H_{PR}	W_{PR}	H_R	W_R
1	32.0	17.6	14.6	1.712	1.977	0.808	2.687	0.937	2.662	3.376	4.221
2	28.7	15.9	13.1	1.712	1.977	0.808	2.193	0.937	2.173	3.376	3.450
3	25.7	14.3	11.6	1.712	1.967	0.808	1.774	0.937	1.758	3.376	2.746
4	23.1	12.9	10.3	1.712	1.882	0.549	1.444	0.937	1.430	3.376	2.192
5	20.6	11.6	9.2	1.712	1.797	0.549	1.167	0.644	1.157	3.376	1.768
6	18.6	10.5	8.3	1.712	1.798	0.549	0.957	0.644	0.948	3.376	1.451
7	16.6	9.5	7.4	1.712	1.784	0.549	0.783	0.644	0.776	3.376	1.163
8	14.9	8.5	6.7	1.712	1.805	0.549	0.627	0.644	0.621	3.376	0.960
9	13.4	7.6	5.9	1.712	1.947	0.549	0.501	0.644	0.496	3.743	0.750
10	12.1	6.9	5.3	1.712	1.935	0.549	0.413	0.644	0.409	3.743	0.609
11	10.7	6.2	4.7	1.712	1.918	0.549	0.334	0.644	0.330	3.743	0.481
12	9.7	5.6	4.3	1.712	1.940	0.549	0.272	0.644	0.270	3.743	0.404
										$K_\bullet = -0.2008d + 22.733$	
				$H' = \Sigma H_i W_i / \Sigma W_i$		$W_{PL} = 8.676 \times d^2/1000$		$W_{PR} = 8.595 \times d^2/1000$		$W_R = K_\bullet \cdot d^2/1000$	
						d：橋脚天端変位		d：橋脚天端変位		d：相対変位	

表－3.6.2　エネルギー比例減衰に基づく全体系の減衰定数

(b)　HDRを用いた橋の場合

	高減衰積層ゴム支承橋					左側橋脚（A）		右側橋脚（B）		高減衰ゴム単体	
波　目	桁変位 (mm)	橋脚天端変位 (mm)	相対変位 (mm)	実測減衰定数 H	ひずみエネルギー比例減衰 H′	H_{PL}	W_{PL}	H_{PR}	W_{PL}	H_H	W_H
1－1	24.1	9.5	15.6	11.0	11.2	0.549	0.783	0.644	0.776	25.3	1.171
1－2	11.6	5.0	7.2	11.0	11.4	0.549	0.217	0.644	0.215	25.3	0.338
1－3	5.5	2.8	3.2	11.0	9.4	0.549	0.068	0.644	0.067	25.3	0.075
				$H' = \Sigma H_i W_i / \Sigma W_i$		$K_\bullet = 8.676$		$K_\bullet = 8.595$		$K_\bullet = -0.2040d + 7.996$	
						$W = K_\bullet \cdot d^2/1000$		$W = K_\bullet \cdot d^2/1000$		$W = K_\bullet \cdot d^2/1000$	
						d：橋脚天端変位		d：橋脚天端変位		d：相対変位	

3.6.3　免震設計における免震装置の設計変位の算定法の開発

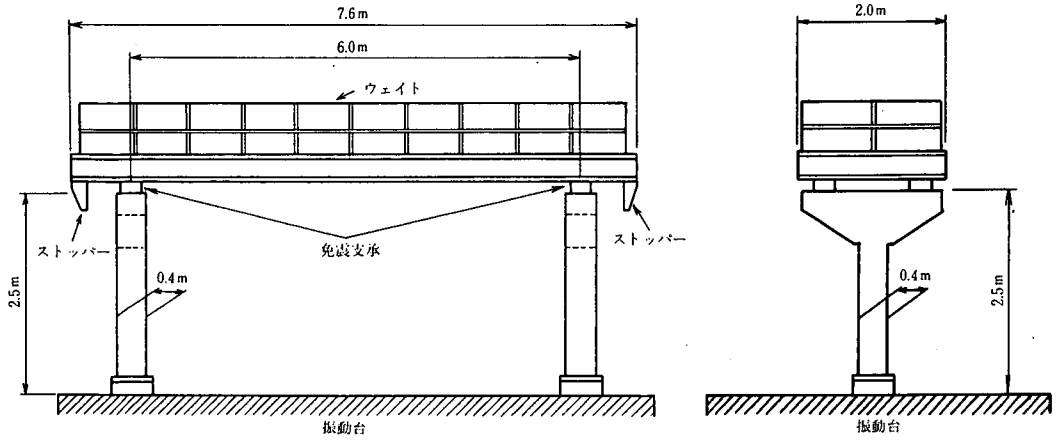
(1) 概　　要

免震設計においては、一般に免震支承の剛性及び減衰性能を等価線形化し等価剛性及び等価減衰定数を用いる。等価剛性及び等価減衰定数を定める際に基準とする変位を免震装置の有効設計変位と呼ぶが、有効設計変位をどのように定めるかが免震設計法の中では重要である。

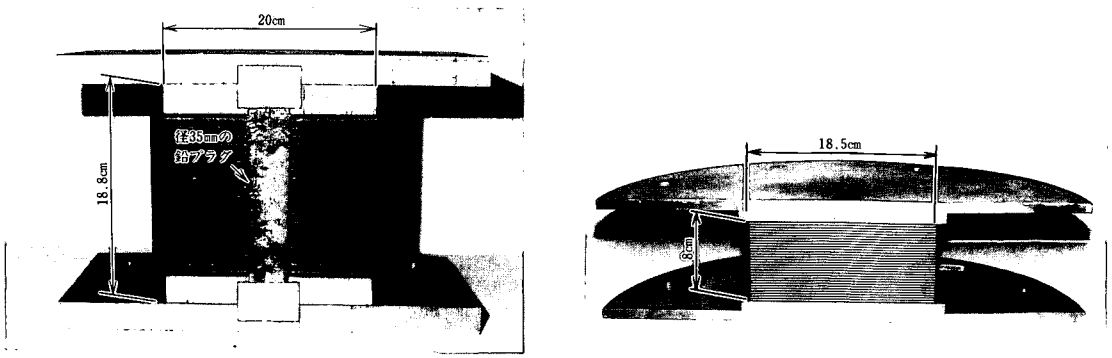
ここでは、免震設計に用いることを前提とし免震装置の有効設計変位u_{Be}の設定法を免震橋模型の振動台実験結果の解析及び免震橋の動的解析を用いた試設計の両者から検討することとする。

(2) 免震橋模型の振動台実験に基づく免震装置の有効設計変位の設定法の検討

解析対象としたのは、図－3.6.9に示すような振動台上にセットされた桁重量39.8tf、桁長7.6mの免震橋模型である。これを振動台により橋軸方向に加振した。実験に用いたのは写真－3.6.1(a)に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下、ＬＲＢと呼ぶ）及び写真－3.6.1(b)に示す高減衰積層ゴム支承（以下、ＨＤＲと呼ぶ）である。振動台に作用させた地震動は、昭和53年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録（以下、開北橋記録と呼ぶ）と昭和58年日本海中部地震による八郎潟堤体上の記録（以下、八郎潟記録と呼ぶ）である。入力レベルはそれぞれ２種類に変化させた。



図－3.6.9　解析対象とした免震橋模型の概要



(a)鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）　　(b)高減衰積層ゴム支承（ＨＤＲ）

写真－3.6.1　実験に用いた免震支承（実験終了後半分に切ったところ））

振動台実験により求めた模型橋の地震応答の一例を図－3.6.10（開北橋記録を入力した場合）及び図－3.6.11（八郎潟記録を入力した場合）に示す。

このような実験結果を基に以下の方針で免震装置の有効設計変位の定め方を検討する。

① 振動台の入力がわかっているので、この加速度応答スペクトルを計算し、これを免震設計における設計地震動と見なす。

② 免震橋の固有周期と減衰定数に相当する加速度応答スペクトルから式(3.6.7)により桁と橋脚天端間に生じる相対変位の最大値（以下、免震装置の最大相対変位と呼ぶ）を算出する。

$$u_{max} = \frac{W_u \cdot S_A(T,\ h)}{K(u_{Be}) \cdot g} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.6.7)$$

ここで、

u_{max} ：免震装置の最大相対変位(m)

u_{Be} ：免震装置の有効設計変位(m)

W_u ：免震装置が水平力を分担する上部構造部分の重量(tf)

T ：免震橋の固有周期(秒)

h ：免震橋の減衰定数

$S_A(T,\ h)$ ：固有周期T秒、減衰定数hの加速度応答スペクトル(gal)

$K(u_{Be})$ ：免震装置の等価剛性(tf/m)

g ：重力加速度(m/sec^2)

③ 振動台実験では、桁と下部構造間の相対変位の最大値u_{max}がわかっているので、いま次式により免震装置の有効設計変位u_{Be}を与える。

$$u_{Be} = c_E \cdot u_{max} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.6.8)$$

ここで、

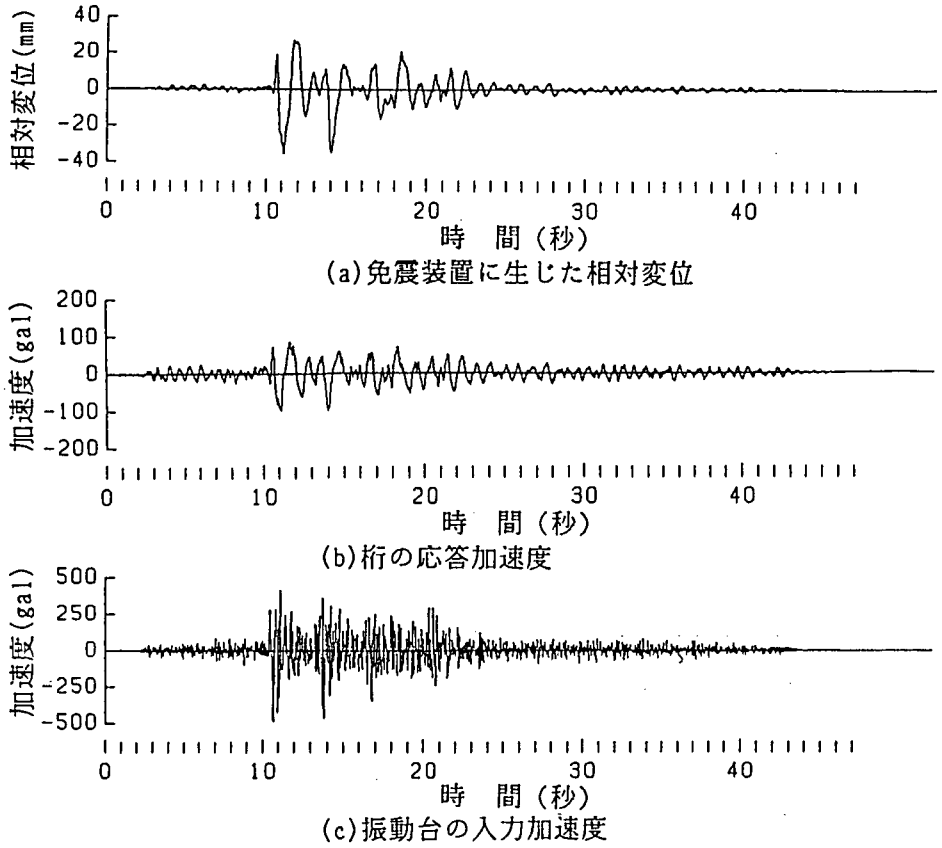
c_E：応答の非定常性による補正係数

c_Eとしては、等価線形化法によく用いられる1.0と0.7の２種類を考慮することとした。

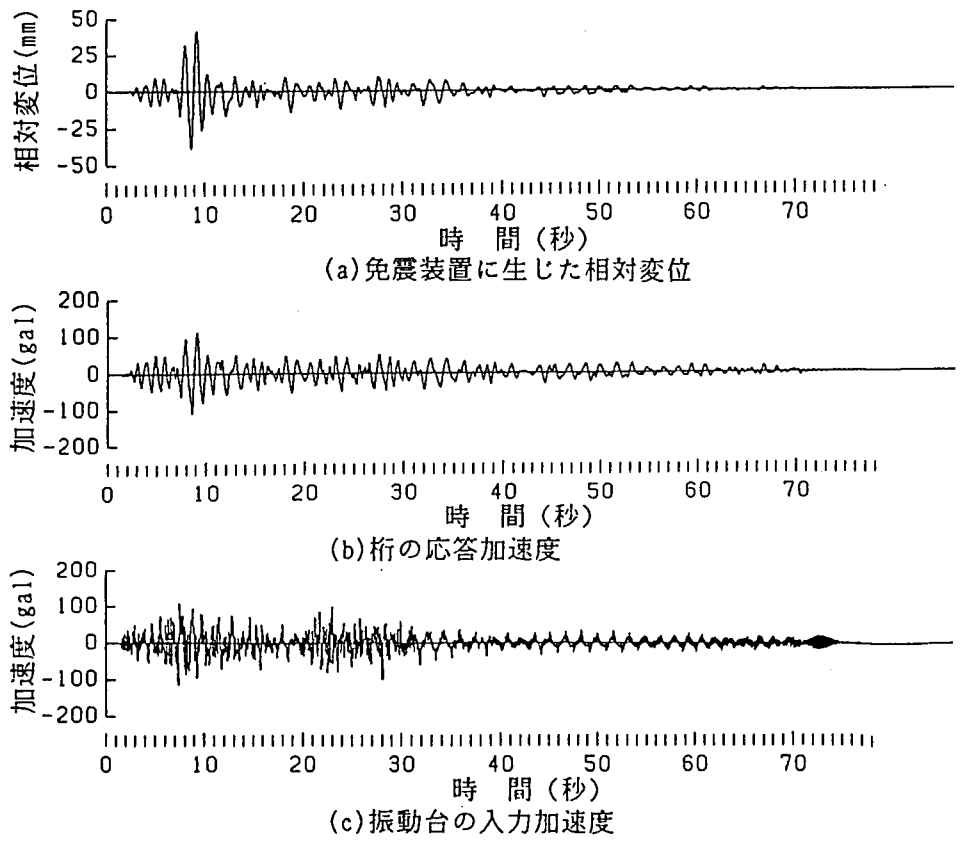
④ 式(3.6.7)における免震装置の等価剛性Kは、u_{Be}に応じて次式により定める。

$$K(u_{Be}) = \begin{cases} 0.0241 + \dfrac{0.259}{u_{Be}} + \dfrac{0.092}{u_{Be}^2} & \text{ＬＲＢの場合} \\ 0.0435 + \dfrac{0.331}{u_{Be}} - \dfrac{0.151}{u_{Be}^2} & \text{ＨＤＲの場合} \end{cases} \quad (3.6.9)$$

ここで、



図－3.6.10　振動台加振実験から得られた免震橋模型橋の応答（開北橋記録Ｂ，ＬＲＢ）



図－3.6.11　振動台加振実験から得られた免震橋模型橋の応答（八郎潟記録Ｂ，ＬＲＢ）

$K(u_{Be})$ ：免震支承の等価剛性(tf/m)

u_{Be} ：免震装置の有効設計変位(m)

式(3.6.9)は、実験に用いたＬＲＢ及びＨＤＲのくり返し載荷実験から求めた経験式である[1]。

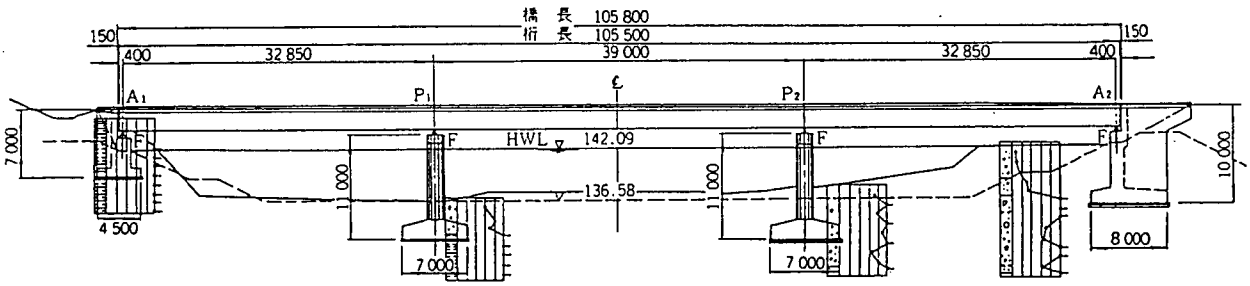
⑤ 免震装置の等価減衰定数は、ＬＲＢに対しては0.16、ＨＤＲに対しては0.13とした。等価減衰定数の変位依存性を考慮していないが、これは、今回実験に用いたＬＲＢ及びＨＤＲに対しては等価減衰定数は免震支承に生じる相対変位にほとんどよらないためである[1]。

⑥ 免震装置を等価剛性Ｋの線形ばねにモデル化して固有値解析により免震橋の固有周期Ｔを算出する。一次のモード減衰定数は、エネルギー比例減衰により計算する。

以上のようにして、模型橋の振動台実験に対して免震装置に生じた最大変位を算出し、これを実験結果と比較した。この結果を表－3.6.3に示す。これによれば、実験ごとに多少の違いはあるが$c_E=1.0$とした場合に比較して$c_E=0.7$とした場合の方が免震装置の最大相対変位に対する解析精度が高い。このような点から$c_E=0.7$として式(3.6.8)により免震装置の有効設計変位u_{Be}を算出するのが良いと考えられる。

(3)免震橋の動的解析に基づく免震装置の有効設計変位の算定法の検討

上記では、模型橋の振動台実験から免震装置の有効設計変位の算定法を検討したが、同様な解析を実際の免震橋に適用し、実橋での免震装置の有効設計変位の算定法を検討する。検討対象としたのは、図－3.6.12に示す国道362号の宮川橋である。



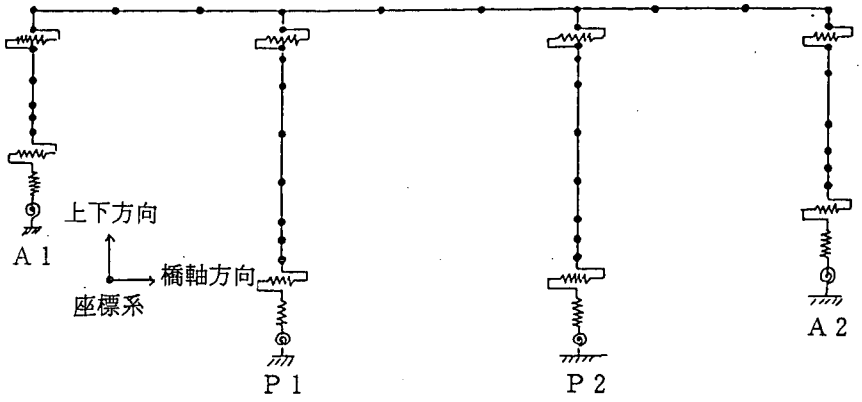
図－3.6.12 宮川橋（免震橋）の一般図

解析では宮川橋を図-3.6.13に示すようにモデル化した。免震支承（ＬＲＢ）は、図-3.6.14に示すようにバイリニア型の非線形モデルに置換している。減衰定数は部材に応じて表－3.6.4に示すように与えた。バイリニア型非線形解析では、減衰をレーリー減衰としたため一次及び二次のモード減衰定数が表-3.6.4の減衰定数を用いて別途エネルギー比例減衰により算出した一次及び二次の減衰定数に一致するようにレーリー減衰の係数を定めた。

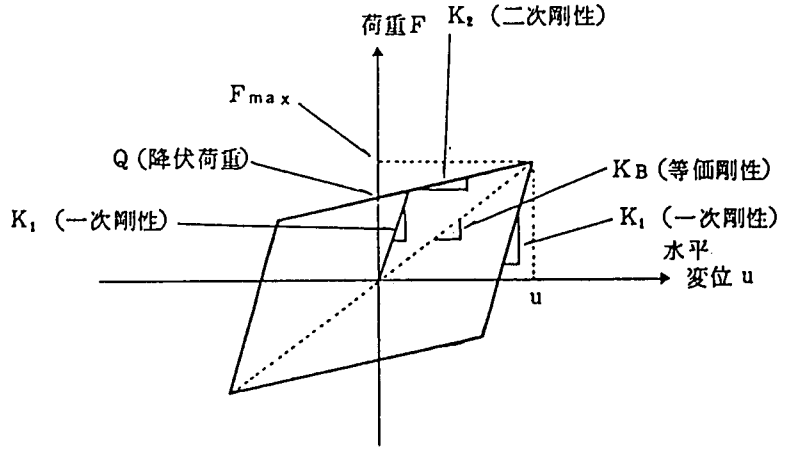
表－3.6.3　解析により求めた免震支承の有効設計変位 u_{Be} と実験により得られた免震装置の相対変位の比較

免震支承	入力地震動		実験値			解析値									
						応答の非定常性による係数 c_E を0.7とした場合					応答の非定常性による係数 c_E を1.0とした場合				
			入力最大加速度(gal)	桁の最大加速度(gal)	支承の最大相対変位(mm)	免震支承の等価剛性(tf/m)	模型橋の等価固有周期(秒)	1次モード減衰定数	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(gal)	有効設計変位(mm)	免震支承の等価剛性(tf/m)	模型橋の等価固有周期(秒)	1次モード減衰定数	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(gal)	有効設計変位(mm)
LRBを用いた場合	開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	82.6	1.02	0.149	79.4	19.5 (0.93)	72.4	1.08	0.150	80.7	22.6 (1.08)
		B	481.3	101.0	35.8	68.6	1.11	0.151	133.4	39.5 (1.1)	62.5	1.16	0.152	130.2	42.3 (1.18)
	八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	76.0	1.06	0.150	123.6	33.0 (1.26)	67.8	1.12	0.151	116.6	34.9 (1.34)
		B	115.6	110.2	41.2	65.9	1.13	0.152	170.6	52.5 (1.27)	60.7	1.18	0.152	158.9	53.2 (1.29)
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	276.4	124.6	18.6	136.1	0.81	0.111	131.8	19.7 (1.06)	121.7	0.85	0.112	122.9	20.5 (1.1)
		B	484.7	181.9	33.1	115.0	0.87	0.113	199.2	35.2 (1.06)	106.7	0.91	0.114	191.6	36.5 (1.1)
	八郎潟記録	A	83.1	102.7	14.0	151.4	0.77	0.109	115.2	15.5 (1.11)	132.7	0.82	0.111	107.9	16.5 (1.18)
		B	111.5	170.4	30.4	117.4	0.87	0.113	175.4	30.3 (1.0)	108.4	0.90	0.114	186.4	34.9 (1.15)

注：（）内は、実験値を1.0とした場合の比を示す。



図－3.6.13　解析に用いたモデル



図－3.6.14　バイリニア型にモデル化した免震支承

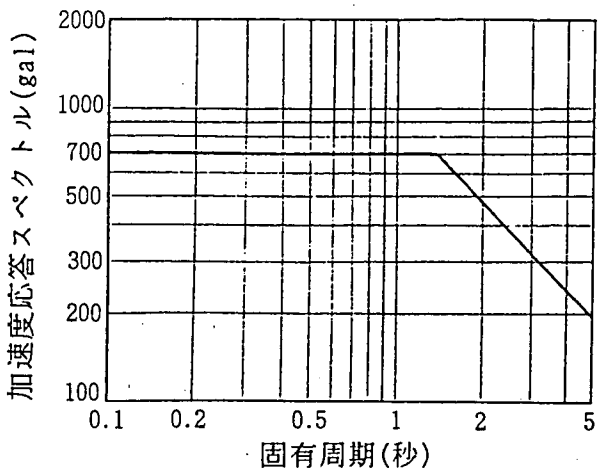
表－3.6.4　各構造部材の減衰定数

上部構造	h＝0.03
橋脚・橋台	h＝0.05
基　　礎	h＝0.10
免震装置	最大相対変位に応じて算出

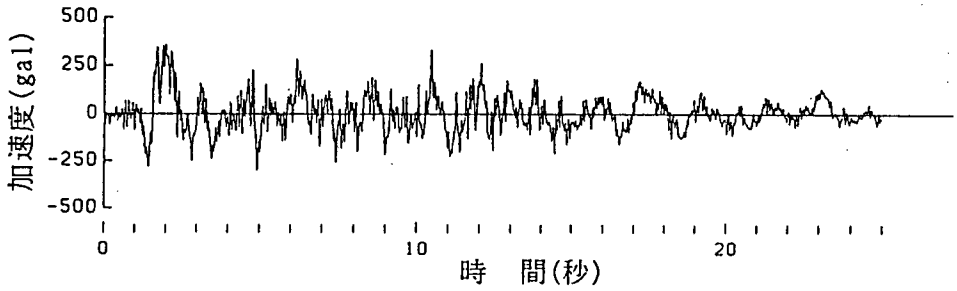
入力地震動は、図－3.6.15に示す加速度応答スペクトルにフィットさせた図－3.6.16に示す波形である。図－3.6.15は、道路橋示方書に規定される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査に用いる設計水平震度に相当する加速度応答スペクトル（減衰定数５％）である。解析では、図－3.6.16の入力地震動の強度をその１倍、1.5倍、２倍、2.5倍と変化させた。

免震装置の有効設計変位は、式(3.6.8)によって免震装置の最大相対変位から算出した。ここで、係数c_Eは、前節と同様に1.0と0.7とした。免震装置の最大相対変位は、非線形解析により求められるので、これはわかっているものとして式(3.6.8)により免震装置の有効設計変位を求めこれに相当する免震装置の等価剛性及び等価減衰定数を等価線形化法による解析に用いた。等価線形化法に用いた解析モデルは、図－3.6.13に示したモデルと同じであるが、免震支承だけは等価剛性

及び等価減衰定数を有する線形ばねによってモデル化している。このようにして計算した一次の固有周期T及び一次のモード減衰定数h_1を有する一自由度系の最大応答$S_A(T, h_1)$を計算し、式(3.6.7)により免震装置の最大応答変位を求めた。



図－3.6.15　入力地震動の基準とした加速度応答スペクトル



図－3.6.16　解析に用いた入力地震動（地震動強度を1倍とした場合）

表－3.6.5～3.6.8は、このようにして算出される免震装置の有効設計変位と非線形動的解析により免震装置に生じた最大相対変位を示したものである。ここで、免震装置の最大相対変位は、免震装置ごとに最大相対変位を算出した場合、すなわち、式(3.6.7)のW_uとして各下部構造が支持する死荷重を用い、$K(u_{Be})$としては各下部構造上の免震装置の等価剛性を用いて算出した場合、及び、橋全体系として免震装置の最大相対変位を算出した場合、すなわち、式(3.6.7)のW_uとして上部構造の全重量を用い、$K(u_{Be})$としては全免震装置の等価剛性の合計として算出した場合の2種類を示している。これによれば、免震装置ごとの最大相対変位を算出した場合では、免震支承が水平力を分担する上部構造部分の重量W_uの代わりに死荷重反力Wを用いているため、設計段階において免震装置の剛性を低く設計している橋台部分では、免震装置の有効設計変位がかなり大きめに算出している。実際の免震設計では、橋台上の免震支承について、このようにして求められた免震支承の最大相対変位を免震装置の設計変位u_Bとして再度計算しなおすこととなる。このような点を除けば、免震装置ごとの最大相対変位を算出した場合、及び、橋全体系として免震装置の最大相対変位を算出した場合、いずれも前節同様$c_E=0.7$として免震装置の有効設計変位u_{Be}を算出した場合の方が$c_E=1.0$として免震装置の有効設計変位u_{Be}を算出した場合よ

表－3.6.5　非線形解析から求まった免震支承の最大相対変位と加速度応答スペクトルから求めた免震支承の有効設計変位 u_{Be} の比較
（入力地震動の強度を基準とした波形の１倍とした場合）

下部構造の種類	免震支承が分担する死荷重反力(tf)	動的解析求めた免震支承の最大相対変位(mm)	応答の非定常性による係数 c_E を0.7とした場合						応答の非定常性による係数 c_E を1.0とした場合					
			免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期 (秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ (gal)	有効設計変位 (mm)	免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期 (秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ (gal)	有効設計変位 (mm)
A１橋台	205.7	9.43	0.189	803.3				14.01 (1.49)	0.150	725.1				16.67 (1.77)
P１橋脚	449.5	8.95	0.194	2852.2				8.62 (0.96)	0.156	2564.9				10.29 (1.55)
P２橋脚	449.5	8.38	0.201	2917.3	0.187	0.876	536.3	8.43 (1.01)	0.163	2610.5	0.152	0.921	575.7	10.12 (1.21)
A２橋台	205.7	9.53	0.187	800.6				14.06 (1.48)	0.149	723.1				16.71 (1.75)
橋全体系で算出	1310.4			7373.4				9.72		6623.6				11.62

注：（）内は、非線形動的解析から求めた免震支承の相対変位を1.0とした場合の比を示す。

表－3.6.6　非線形解析から求まった免震支承の最大相対変位と加速度応答スペクトルから求めた免震支承の有効設計変位 u_{Be} の比較
（入力地震動の強度を基準とした波形の1.5倍とした場合）

下部構造の種類	免震支承が分担する死荷重反力(tf)	動的解析求めた免震支承の最大相対変位(mm)	応答の非定常性による係数 c_E を0.7とした場合						応答の非定常性による係数 c_E を1.0とした場合					
			免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期 (秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ (gal)	有効設計変位 (mm)	免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期 (秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ (gal)	有効設計変位 (mm)
A１橋台	205.7	17.18	0.127	685.6				27.74 (1.61)	0.096	642.7				31.32 (1.82)
P１橋脚	449.5	16.53	0.130	2413.0				17.23 (1.04)	0.099	2257.5				19.48 (1.18)
P２橋脚	449.5	15.75	0.135	2438.7	0.128	0.948	906.2	17.04 (1.08)	0.103	2275.5	0.098	0.979	959.0	19.32 (1.23)
A２橋台	205.7	17.28	0.126	684.8				27.78 (1.61)	0.095	642.1				31.35 (1.81)
橋全体系で算出	1310.4			6222.1				19.47		6623.6				22.04

注：（）内は、非線形動的解析から求めた免震支承の相対変位を1.0とした場合の比を示す。

表－3.6.7　非線形解析から求まった免震支承の最大相対変位と加速度応答スペクトルから求めた免震支承の有効設計変位 u_{Be} の比較の（入力地震動の強度を基準とした波形の2.0倍とした場合）

下部構造の種類	免震支承が分担する死荷重反力(tf)	動的解析求めた免震支承の最大相対変位(mm)	応答の非定常性による係数 c_E を0.7とした場合						応答の非定常性による係数 c_E を1.0とした場合					
			免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期(秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(gal)	有効設計変位(mm)	免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期(秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(gal)	有効設計変位(mm)
A１橋台	205.7	25.12	0.094	640.4				42.04 (1.67)	0.070	611.0				46.23 (1.84)
P１橋脚	449.5	24.26	0.097	2247.8				26.16 (1.08)	0.072	2141.8				28.82 (1.19)
P２橋脚	449.5	23.32	0.100	2262.1	0.096	0.981	1283.6	26.03 (1.12)	0.074	2151.8	0.072	1.004	1345.6	28.68 (1.23)
A２橋台	205.7	25.18	0.094	640.2				42.08 (1.67)	0.070	610.9				46.23 (1.84)
橋全体系で算出	1310.4			5790.5				29.64		5515.5				32.62

注：（）内は、非線形動的解析から求めた免震支承の相対変位を1.0とした場合の比を示す。

表－3.6.8　非線形解析から求まった免震支承の最大相対変位と加速度応答スペクトルから求めた免震支承の有効設計変位 u_{Be} の比較の（入力地震動の強度を基準とした波形の2.5倍とした場合）

下部構造の種類	免震支承が分担する死荷重反力(tf)	動的解析求めた免震支承の最大相対変位(mm)	応答の非定常性による係数 c_E を0.7とした場合						応答の非定常性による係数 c_E を1.0とした場合					
			免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期(秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(gal)	有効設計変位(mm)	免震支承の減衰定数	免震支承の等価剛性(tf/m)	1次モード減衰定数	1次固有周期(秒)	加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(gal)	有効設計変位(mm)
A１橋台	205.7	33.14	0.075	616.7				56.65 (1.71)	0.055	594.4				61.69 (1.86)
P１橋脚	449.5	32.09	0.077	2161.6				35.32 (1.10)	0.056	2081.5				38.50 (1.20)
P２橋脚	449.5	30.98	0.080	2171.2	0.078	1.000	1664.6	35.16 (1.13)	0.058	2088.2	0.057	1.018	1747.0	38.37 (1.24)
A２橋台	205.7	33.21	0.075	616.6				56.66 (1.71)	0.055	594.3				61.70 (1.86)
橋全体系で算出	1310.4			5566.1				40.00		5358.4				43.59

注：（）内は、非線形動的解析から求めた免震支承の相対変位を1.0とした場合の比を示す。

りも、非線形動的解析により求められた免震装置の相対変位をよく再現している。したがって、免震装置の有効設計変位は式(3.6.8)で$c_E=0.7$として算出するのがよいと考えられる。

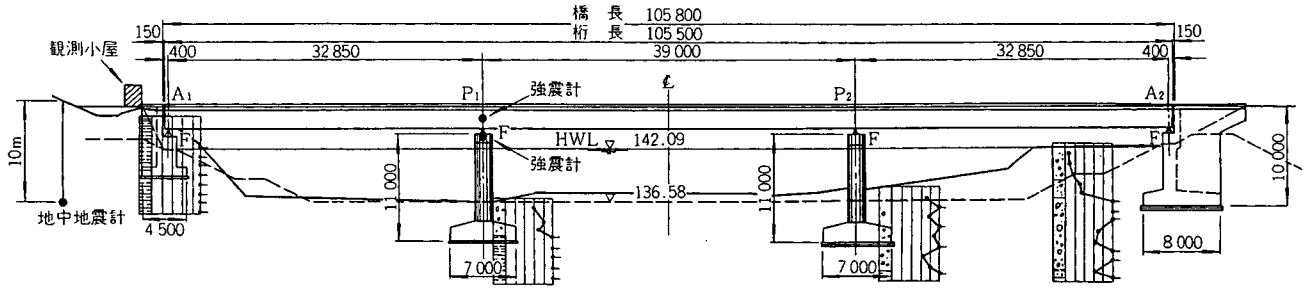
3.6.4　実測記録に基づく宮川橋（免震橋）の振動特性

(1) 概　　要

宮川橋は、一般国道362号の改良区間において一級河川気田川に架設された橋長105.8m、幅員10.5mの３径間連続非合成鈑桁橋であり、わが国最初の免震橋として平成３年３月に竣工した。宮川橋では、免震橋の動特性を検討するために地震計が取り付けられ、強震観測が行われている。平成３年４月２５日に静岡県中部を震源とするマグニチュード4.9の地震が発生し、最初の強震記録が得られた。地震規模が小さく、記録も小さいものであるが、わが国における免震橋の最初の記録であることから、記録の波形解析と動的解析を行い、免震橋の動的特性を検討した。

(2) 宮川橋と強震観測

宮川橋の一般図は、図－3.6.17に示すと通りであり、橋軸方向には、震度法と地震時保有水平耐力法の２段階で免震設計されている。わが国最初の免震橋であることから、免震効果は全て耐震性の向上に振り向け、設計地震力は道路橋示方書に規定されている値から下げていない。



図－3.6.17　宮川橋の一般図

免震支承としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用し、地震時保有水平耐力法による変形に対して橋全体系として0.12の減衰定数を確保している。固有周期は、震度法レベルでは0.76秒、地震時保有水平耐力法レベルでは1.0秒を想定している。地盤種別はI種である。

強震計は、図－3.6.17に示すように、Ｐ１橋脚上において桁と橋脚天端に各１箇所、Ａ１橋台から10m離れた地点の地下10mで１箇所、計３箇所で行われている。１箇所あたり、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の３成分を観測している。観測には、アナログ式の強震計を用いている。

記録が得られたのは、平成３年４月２５日に静岡県中部（北緯35度3分、東経138度12分）を震源として発生したマグニチュード4.9の地震である。気象庁震度は、網代でⅣ、静岡、浜松等でⅡ

である。震源は、宮川橋の東北東約30kmにあたり、震央距離は約30kmである。宮川橋付近での震度はⅡと推定される。

(3) 強震記録からみた免震硬化

図－3.6.18は、桁、橋脚天端、地中の３箇所で観測された加速度記録である。加速度が小さいため、記録の初期の部分を取り逃がしているが、主要動あたりから後半の部分はうまく記録されている。

最大加速度は、表－3.6.9の通りである。地下10mでは、橋軸方向に11.6gal、橋軸直角方向に8.9galであったが、これが橋脚天端では、橋軸方向には10.4gal、橋軸直角方向には16.6galと、10%～25%程度小さくなっている。地表面付近では地下10mよりももっと振動が大きいであろうことを考えると、地盤から橋脚天端への振動の増幅は、この規模の橋としては、非常に小さめである。また、これが桁になると、橋軸方向には5.0gal、橋軸直角方向には4.3galと、橋脚天端の、それぞれ50%、65%に小さくなっている。

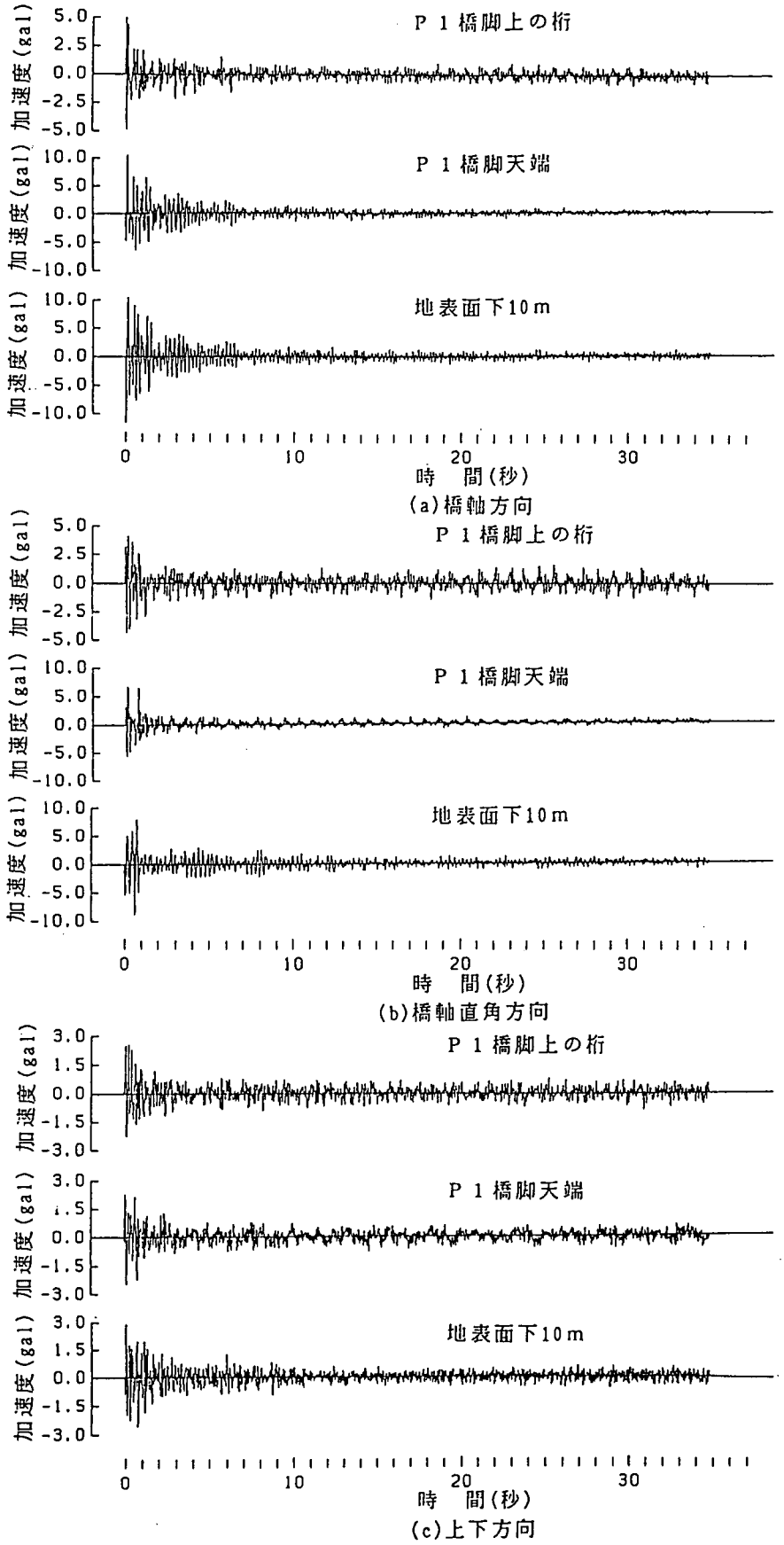
表－3.6.9　強震記録の最大値

	橋軸方向	橋軸直角方向	上下方向
Ｐ１橋脚上桁	5.0 gal	4.3 gal	2.6 gal
Ｐ１橋脚天端	10.4 gal	6.6 gal	2.5 gal
地下10m位置	11.6 gal	8.9 gal	2.9 gal

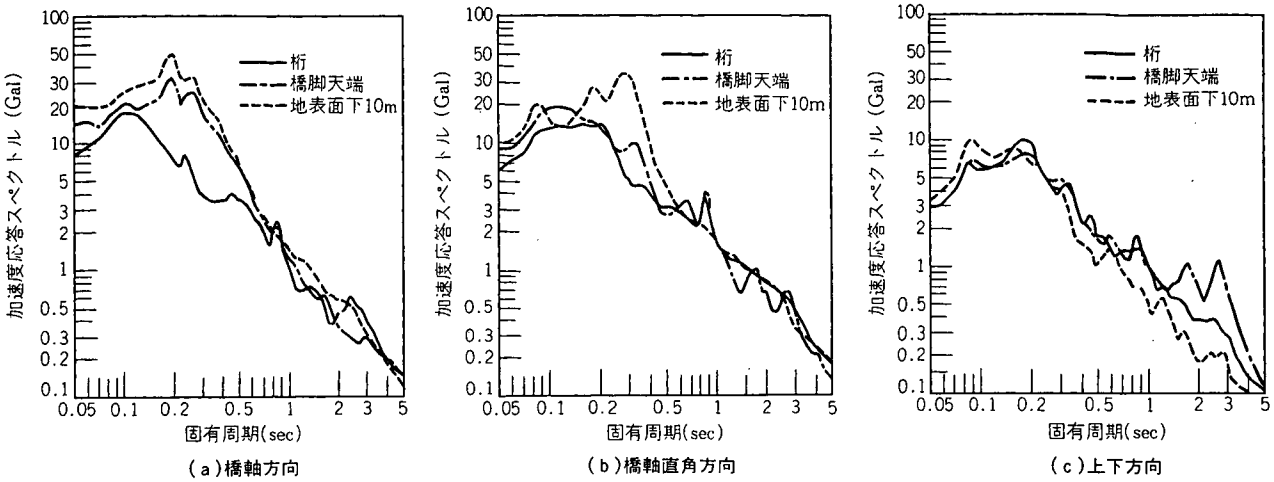
以上の増幅がどのような周期特性によって生じているかを、減衰定数５％の加速度応答スペクトルによって示したのが図－3.6.19である。地表面下10mにおいては、0.2～0.3秒付近に地震動が卓越しているが、桁にはこの辺りの周期成分は卓越していない。

地下10mから桁にどの様な周期成分が伝えられたか、また、橋脚天端から桁にどのような周期特性が伝えられたかを、図－3.6.19に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果が図－3.6.20である。まず、地下10mから桁の間の増幅を見ると、橋軸方向、橋軸直角方向とも0.2～0.3秒あたりでスペクトル比は0.2程度と小さくなっており、この周期は地盤が振動しても桁にはほとんど伝えられないことがわかる。これが、免震効果である。これに対して、0.85秒辺りではスペクトル比が1.4（橋軸方向）、2.0（橋軸直角方向）となっている。これは、宮川橋の固有周期に相当するもので、当然固有周期に近い地震動の周期成分は桁によく伝えられることを示している。宮川橋の固有周期は、設計では上述したように0.76秒（震度法レベル）を想定したが、今回の地震ではこれよりも10%程度長めとなっている。

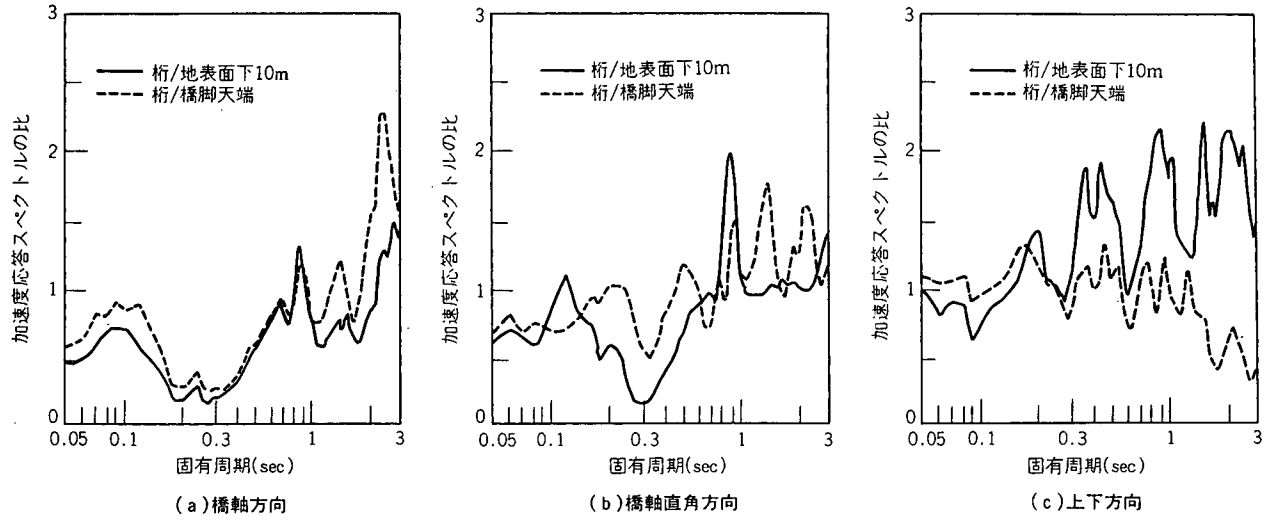
一方、橋脚天端から桁への増幅を見ると、全体の特徴は地表面下10mから桁までの増幅と同じ傾向になっている。ただし、もちろん地盤に対する橋脚独自の振動もあるため、地震動の卓越周期に相当する固有周期0.3秒あたりの免震効果は、地表面下10mから桁に対する値に比較すると橋脚天端から桁への値の方が小さい。



図－3.6.18　宮川橋の強震観測から得られた加速度記録



図－3.6.19　加速度応答スペクトル（減衰定数５％）

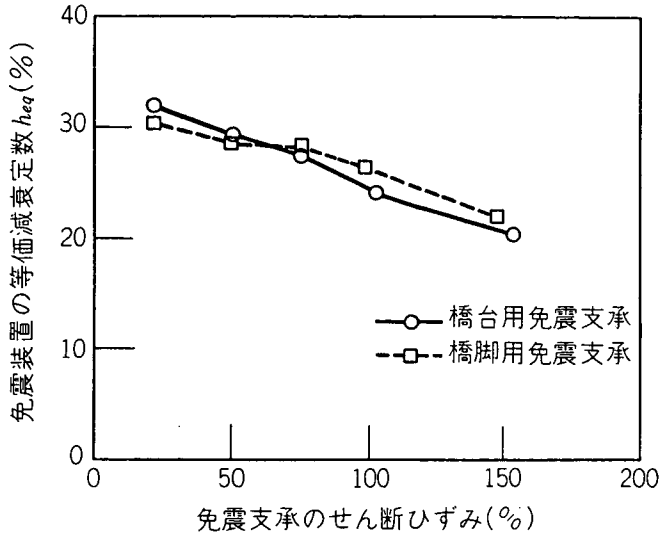


図－3.6.20　地表面下10m及びＰ１橋脚天端の加速度応答スペクトルに対する桁の加速度応答スペクトルの比

以上のように、宮川橋では、地盤（地表面下10m）に比較して、桁の振動は小さく、”免震効果”がみられる。これは、今回の地震動の卓越周期が0.2～0.3秒であるのに対して、橋の固有周期が0.76秒と長周期化されていることと、免震支承のエネルギー吸収性能によるものである。免震設計で意図した通りになっているとみてよい。

なお、免震設計では鉛の塑性化によりエネルギー吸収が始まるのは設計震度で0.12程度からとみている。今回の地震により免震支承に生じた変形は非常に小さく、このレベルに達していない。しかし、鉛プラグ入り積層ゴム支承は、非常に小さい変形段階からもエネルギー吸収性能を発揮する。図－3.6.21は、橋台及び橋脚に用いられた免震支承の実大載荷実験から得られた免震支承の等価減衰定数を示したものである。支承のゴム総厚に対するせん断ひずみで水平変形の大きさを表している。この実験では、変形がゴム総厚の２０％以下の領域では実験されていないが、他

の実験例を見るとほとんど水平変位がゼロに近いところでも図－3.6.21の関係を外挿した程度の減衰定数が得られる。したがって、今回の地震時にも免震支承としては、３０％近い減衰性能を発揮したと考えられる。



図－3.6.21　実大載荷実験から得られた免震支承の等価減衰定数

(4) 動的解析による振動特性検討

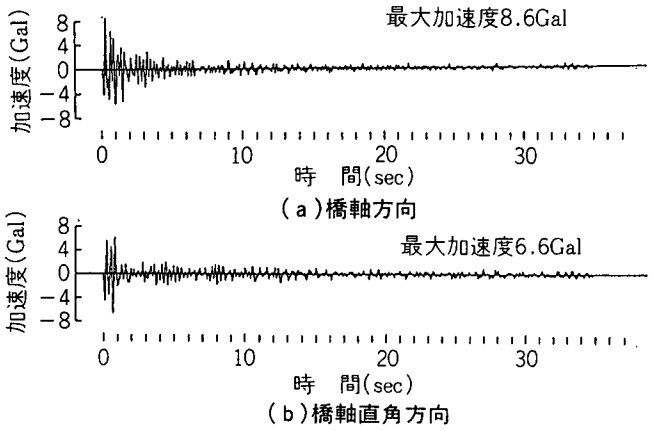
宮川橋では、設計段階で動的解析により照査が実施されているが、これと同じモデルを用いて今回の記録を解析した。解析に際しては、解析モデルは構造条件、地盤ばねを含めて設計段階に用いられたものと同じとし、地表面下10mで観測された記録を橋脚及び橋台底面に入力地震動として作用させることとする。

免震支承は、鉛プラグ入りゴム支承の１次剛性を有する線形ばねによってモデル化した。設計段階の考え方に従えば、このように小さい地震に対しては免震支承の減衰定数は表－3.6.10に示すように０となる。しかし、このようにすると、計算される桁の振動が実測に比較して大きくなりすぎるため、ここでは図－3.6.21の関係を外挿し、免震支承の減衰定数を３０％とした。

このようにして計算した桁の振動が図－3.6.22である。図－3.6.18に示した実測記録と比較すると、加速度が1.6倍～2倍程度大きく求められているが、全体の特性はよく一致しているということができる。解析で予測されるほどには実際には桁は振動しないが、この理由は基礎部の減衰がもっと大きいためで、動的解析ではこれを安全側に小さく評価していることが大きいと考えられる。

表－3.6.10　宮川橋の設計に用いた各構造要素の減衰定数

構造要素	適用	設計に用いた減衰定数		今回の解析に用いた減衰定数
		震度法	地震時保有水平耐力法	
上部構造		0.03	0.03	0.03
橋脚・橋台		0.05	0.05	0.05
基礎		0.1	0.1	0.1
免震装置	A1橋台	0	0.177	0.3
	P1橋脚	0	0.137	0.3
	P2橋脚	0	0.139	0.3
	A2橋台	0	0.119	0.3



図－3.6.22　動的解析から得られた宮川橋の桁の応答加速度

(5) まとめ

わが国最初の免震橋である宮川橋で最初に得られた強震記録の解析から、免震効果を検討した。本検討結果をまとめると、以下の通りとなる。

① 桁の加速度は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに地盤（地表面下10m）の加速度の50%程度に低下しており、免震効果が現れている。

② 地盤から桁への加速度の伝達は、地震動の卓越周期である0.2～0.3 秒付近では0.25程度と非常に小さい。ただし、橋の固有周期である0.85秒あたりでは1.4～2.0と大きくなっており、免震設計では橋全体系の固有周期の選定が地盤の固有周期との関係で重要であることを示している。

③ 設計段階で行われた動的解析モデルを用いて、地表面下10mで観測された記録を入力として桁の振動を解析すると、解析値の方が1.6～2倍程度大きいものの実測の振動特性をよく表している。

3.6.5　免震装置に生じる残留変位の解析

(1) 概　　要

免震橋においては、免震装置により長周期化しエネルギー吸収性能を高めることにより、上部構造に作用する慣性力を低減することができる。しかし、あまり大きく免震装置が非線形域に入った場合には、免震装置に生じる残留変位も大きくなるのではないかと心配される。免震装置に大きな残留変位が生じるとその後の橋の使用性に影響を与えるためである。

このため、ここではバイリニア型一自由度振動系の応答に基づき「残留変位応答スペクトル」を新たに提案し、これに基づいて非線形系に生じる残留変位を検討することとする。

(2) 残留変位応答スペクトルの定義

免震装置の荷重～変位関係は一般に紡錘形をしており、バイリニア型バネとしてモデル化することができる。ここでは、免震橋をバイリニア型復元力特性をもつ一自由度系としてモデル化した。

いま、じん性率μを以下のように定義する。

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \qquad \cdots\cdots(3.6.10)$$

ここで、

u_{max}：一自由度系で表わした橋の最大応答変位

u_y　：一自由度系で表わした橋の降伏変位

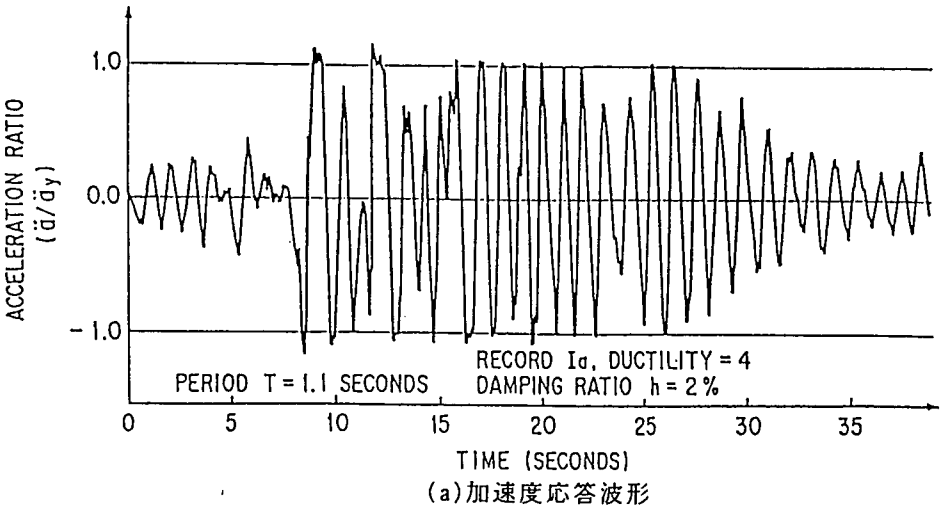
解析では、ある入力地震動に対して目標とするじん性率μ_Tを与え、これになるようにu_yを定めるものとする。これを固有周期T、減衰定数h、初期剛性と二次剛性の比r（$=K_2/K_1$）、目標じん性率μ_Tをパラメーターとし、いろいろな地震動に対して残留変位u_R（T、h、μ_T、r）を計算する。u_Rを「残留変位応答スペクトル」と定義する。

(3) バイリニアモデルの履歴特性

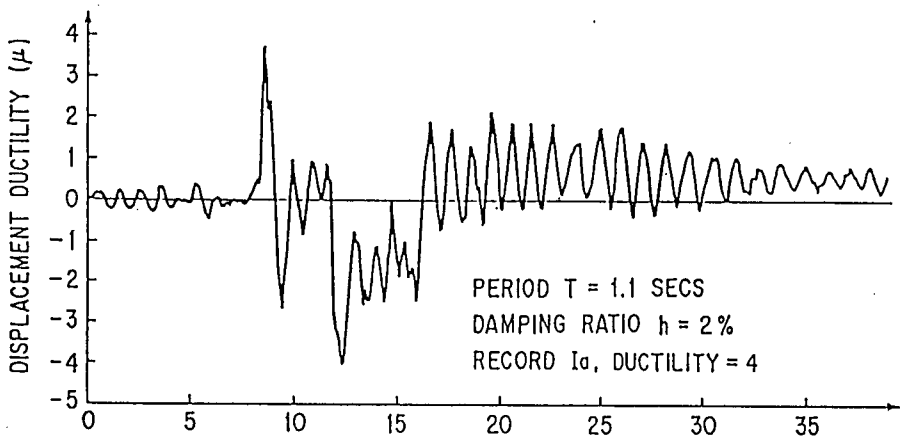
ここでは、まず普通の免震橋を想定し、T＝1.1秒、h＝0.02、μ_T＝4を条件として与え、剛性比rだけを変化させた場合の残留変位応答スペクトルu_R（r）を計算する。

r＝0.10、0.0、-0.10の場合の加速度応答、残留変位、及び履歴曲線を図－3.6.23～図－3.6.25に示す。いずれも、同一入力地震動のもとで得られたものである。残留変位に着目すると、剛性比r=0.10の場合には残留変位はほとんどないが、r＝-0.10には4 u_y程度の残留変位が生じている。

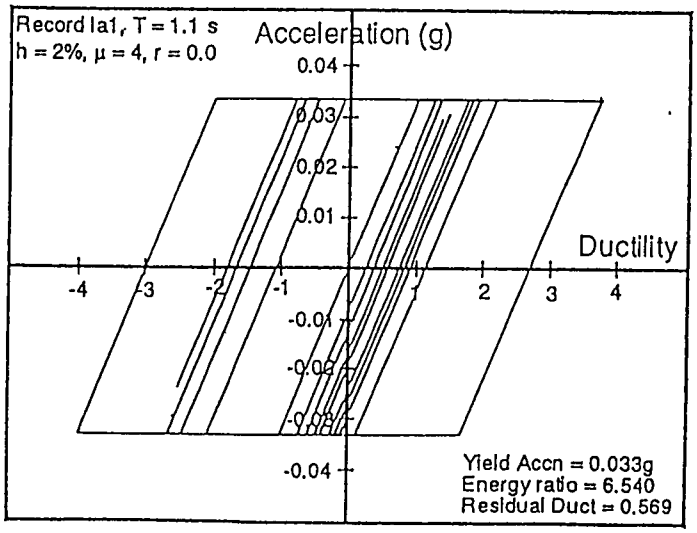
剛性比rを-0.25～0.75の範囲でいろいろ変えて残留変位応答スペクトルu_R（r）を計算すると図－3.6.26のようになる。目標じん性率μ_Tが2、4、6の場合を示している。残留変位には、これ以上大きな値が生じないという最大値（最大残留変位）があり、残留変位はこの最大残留変



(a)加速度応答波形

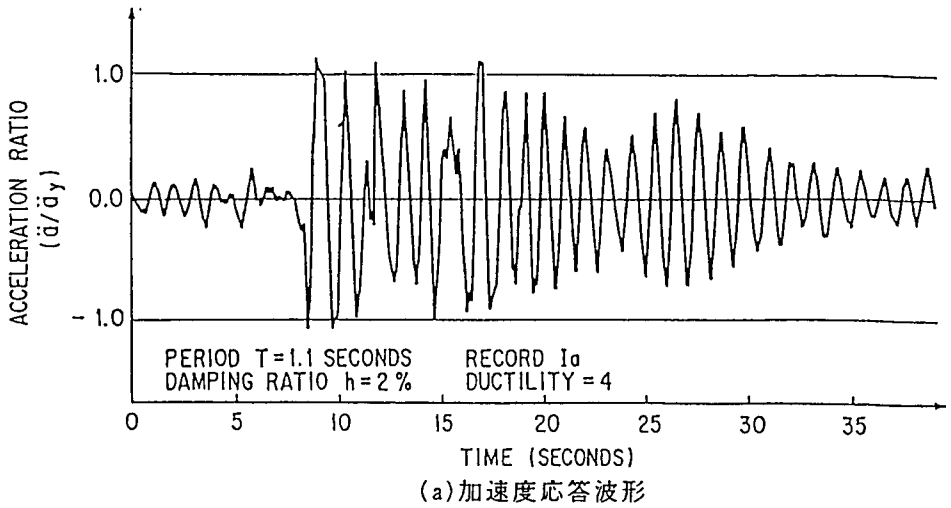


(b)変位応答波形

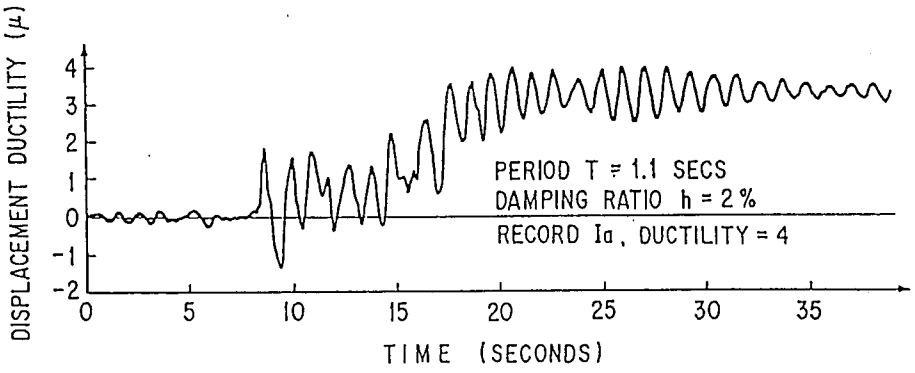


(c)加速度－変位の履歴曲線

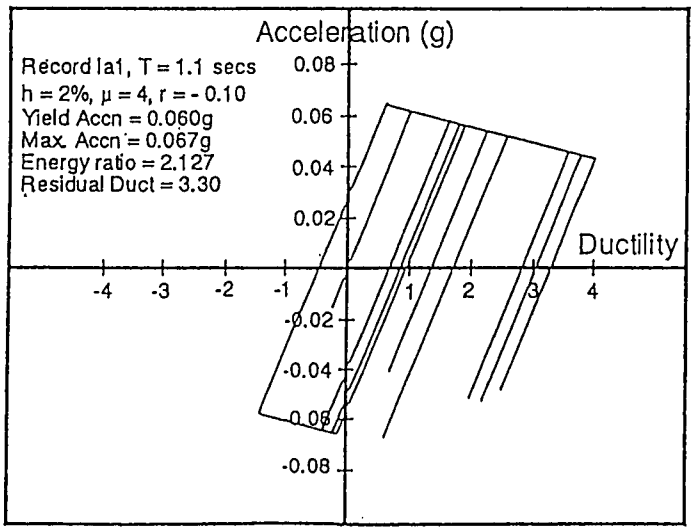
図－3.6.23　バイリニアモデルの地震動に対する応答（r＝0.0の場合）



(a)加速度応答波形

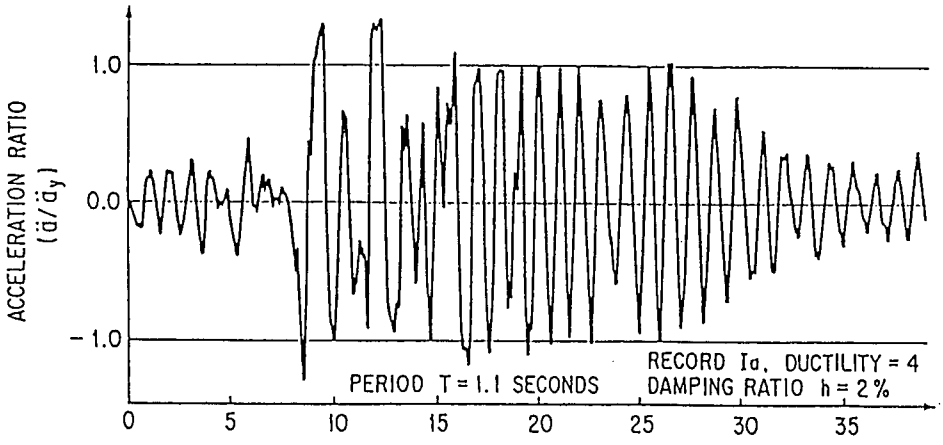


(b)変位応答波形

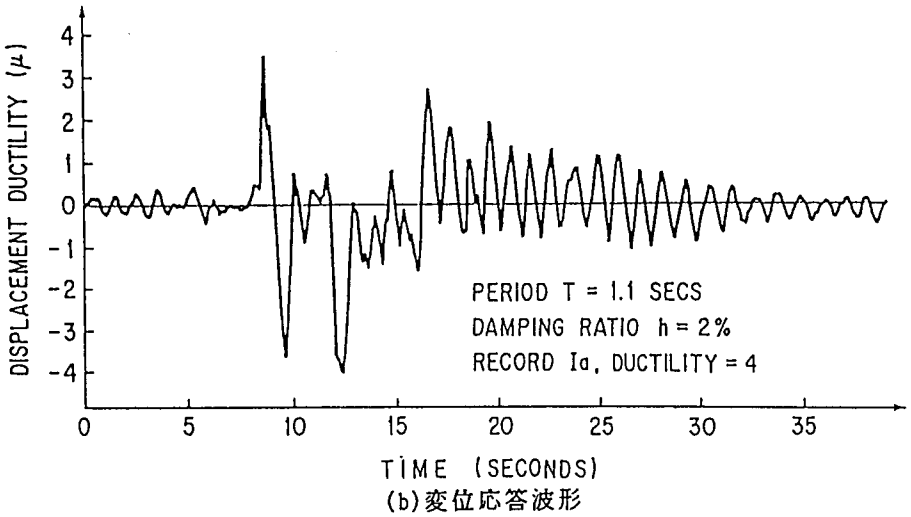


(c)加速度－変位の履歴曲線

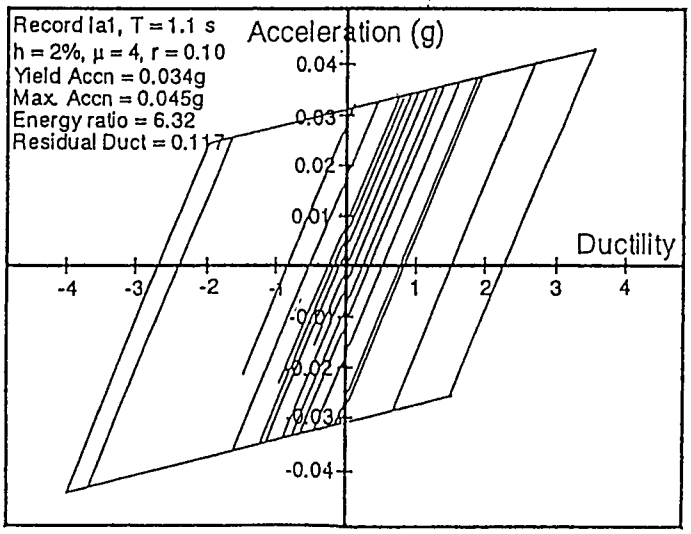
図－3.6.24　バイリニアモデルの地震動に対する応答（r＝－0.10の場合）



(a)加速度応答波形

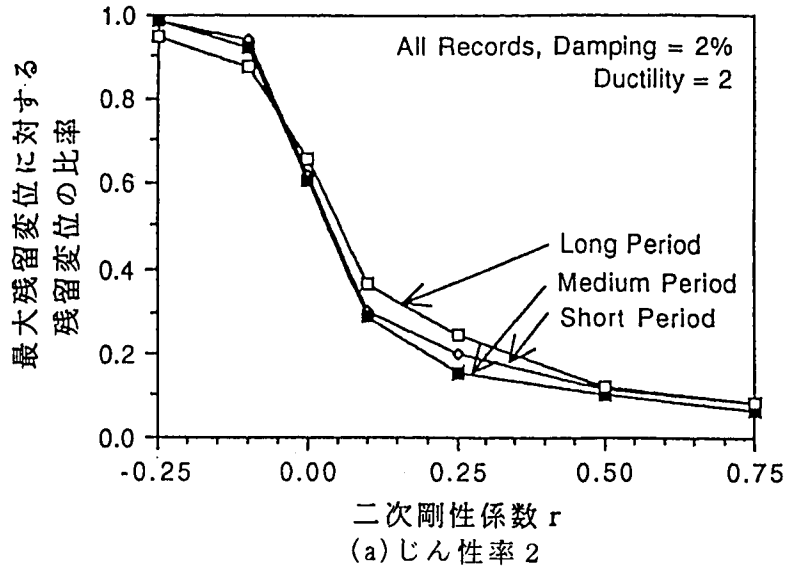


(b)変位応答波形

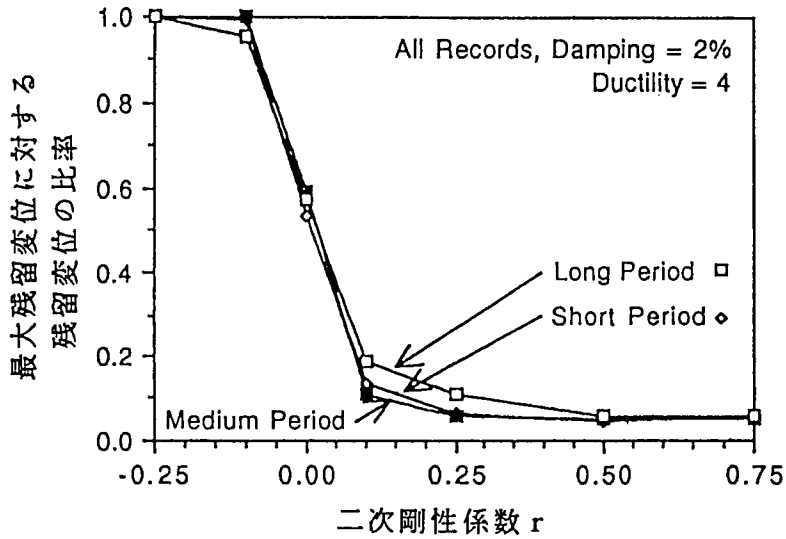


(c)加速度－変位の履歴曲線

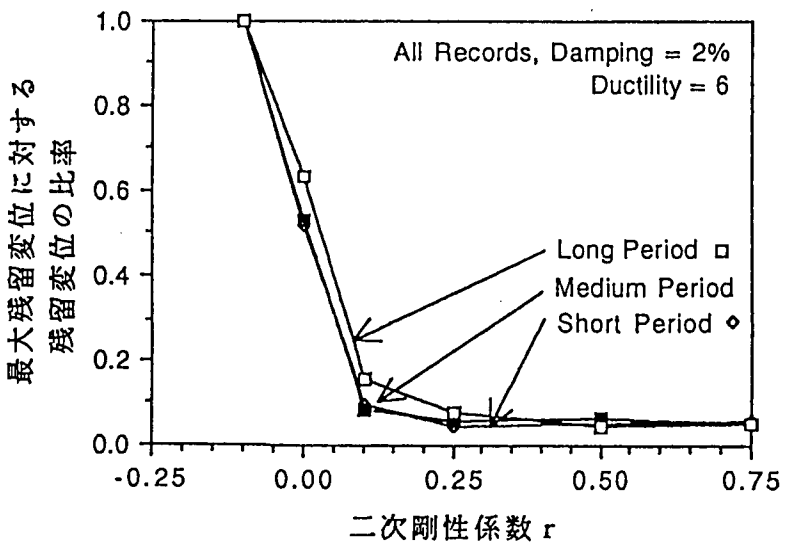
図－3.6.25　バイリニアモデルの地震動に対する応答（r＝0.10の場合）



(a) じん性率 2



(b) じん性率 4



(c) じん性率 6

図－3.6.26　残留変位応答スペクトル

位に対する比として表わしている。これによれば剛性比rが0.1から0.2程度以上の場合には残留変位は小さいが、0に近づき負の値をとるようになるにつれ、残留変位は非常に大きくなっていく。

したがって、免震装置としては剛性比0.1～0.2程度以上を有することが必要である。また、剛性比が負になるような免震装置は採用してはならない。

3.6.6 結　論

本年度は、免震橋の振動特性及び免震設計法に対する検討として、自由振動実験に基づく免震橋模型の振動特性に関する検討、免震装置の簡便算定法に関する検討、実測記録に基づく免震橋の振動特性に関する検討、及び、免震装置の残留変位に関する検討を行った。これらの検討結果から次のような点が明らかになった。

① 免震橋のように、免震装置という大きなエネルギー吸収性能を有する構造部材がある系においても、モード減衰定数はひずみエネルギー比例減衰を用いて精度良く算出できる。

② 免震装置の有効設計変位u_{Be}は、式(3.6.7)の応答の非定常性による補正係数c_Bを0.7として算出した方がc_Bを1.0として算出するよりも、地震時に免震装置に生じる相対変位をよく再現できる。したがって、免震支承の設計変位u_{Be}は、$c_B=0.7$として算出するのがよい。

③ 我が国最初の免震橋の強震観測を解析すると、記録があまりに小さいため、今後さらに確実な記録を得ることが求められるが、免震効果は、はっきり表れている。

④ 実測記録に基づく免震橋の動的解析により、設計段階に用いられた動的解析モデルにより免震橋の振動特性を精度良く再現できることが明らかになった。ただし、解析によりもとめた桁の加速度は実測記録よりも大きくなる。この原因は、設計で仮定したよりもさらに大きな減衰性が有るためではないかと考えられる。

⑤ バイリニア型の履歴特性を有する免震装置の剛性比（２次剛性／１次剛性）が、0.1～0.2の範囲に有れば、免震装置に生じる残留変位は使用上問題とならないレベルにおさえることができる。ただし、剛性比がマイナスになるような免震装置では、残留変位が非常に大きくなるので、このような履歴特性を有する免震装置は、道路橋には使用してはならない。

[参考文献]

1)川島一彦、長谷川金二、長島博之、池内武文：等価線形化法による免震橋の地震応答解析、土木技術資料 Vol.33-10、、平成３年10月

2)川島一彦、長谷川金二、吉田武史、山内博、小坂寛巳：免震橋の振動特性に関する模型振動実験、土木技術資料 Vol.30-10、昭和63年10月

3)川島一彦、長谷川金二、長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表わした場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料、Vol.34-5、pp.46-53、平成４年５月

4)川島一彦、長島博之：ストッパー型落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料、作成中
5)川島一彦：免震発展技術の発展と今後の展望、土木学会論文集、研究展望、昭和63年10月
6)川島一彦、長島博之、坂入健：弾性固定方式を採用した５径間連続橋の地震応答特性、橋梁と基礎、Vol.26-3、平成４年３月
7)Gregory,A,MacRae、Kazuhiko,Kawasima：The Seismic Response of Bilinear Oscillators Using Japanese Earthquake Records,Journal of Research PWRI,Vol.30、平成５年３月

＜土木研究所　耐震研究室＞

第4章　免震設計の適用に関する研究

4.1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

4.1.1　平成３年度研究成果の概要

(1) 研究の概要

本年度の研究テーマはＰＣ橋梁の試設計であり、「道路橋の免震設計マニュアル(案)」に準拠した形で、設計方法を整理し問題点を洗い出す意義も踏まえながら、ＰＣ橋梁の免震構造適用性について検討した。設計対象としたモデル橋を選定するに当たっては、ＰＣ橋梁として標準的な設計例を提示することを前提条件とした。すなわち、モデル橋は、都市内高架橋等で施工実績の多いＰＣ連続箱桁橋とし、その下部構造には、Ⅱ種地盤を想定し杭基礎を有するＲＣ橋脚を考えた。また、縦断勾配等で不等橋脚となることが多いのでその影響も考えることとした。成果の概要は以下の通りである。

(2) 結果の要約

① 免震化の方向

当初、橋軸方向、橋軸直角方向を同時に免震構造とする事を前提に検討を進めたが、以下に示す動的応答解析結果に基づき、橋軸直角方向は非免震とし、橋軸方向のみ免震構造とした。

今回のように、縦断勾配のついた橋梁では、橋軸直角方向の地震時応答に寄与する主要モードには、主桁が橋軸直角方向に並進するモードと鉛直軸まわりに回転するモードという逆位相状態で固有周期の近接したモードが存在することが分かった。この場合の動的応答値を評価するに際し、モード間において互いに打ち消し合う場合と互いに増幅し合う場合とが考えられるが、この影響については以下のように考えた。

a. 解析手法にはR.M.S法およびC.Q.C法等を用いることが多いが、その解析手法の違いにより動的応答値が異なる。このことの主な原因としては、各モード間相互の相関係数の有無と思われる。

b. 一方、継続時間の長い地震波を考えると、逆位相状態となった固有周期の近接したモード間での動的応答値は、時間の経過とともに逆位相状態が反転し、同位相状態となることも考えられた。

よって、橋軸直角方向地震時での動的応答値は解析方法または地震波の種類により大きく異なることが予想された。

したがって、免震橋の動的応答は、橋軸方向地震動に対して上部工はほぼ剛体運動に近い挙動を示し、所要の免震効果が期待できるが、橋軸直角方向地震動に対しては多径間橋梁で橋長が大きくなる場合に安全側の考慮として、橋軸直角方向振動モードは並進モードと鉛直軸回りの回転モードが連成し、桁端の変位量が相当大きくなることで、免震支承の設計が非常に困難となる。また、横曲げ振動に対する拘束も小さいため、主桁には大きな地震時断面力が発生し、必ずしも免震効果により耐震性が向上するとはいえないと考えられた。

以上のことを踏まえ、本研究では橋軸直角方向は非免震とした。

② 橋脚の初期寸法の設定

橋脚の初期寸法は、免震効果を期待して、非免震の場合の設計震度の90%を想定できると考えられるが、本試設計では免震橋と通常の橋との比較を行う意味もあって、震度低減は無視することとした。

③ 免震装置の設定目標

免震装置としては、鉛プラグ入りゴム支承を想定した。免震支承は各橋脚に設けることとし、保有水平耐力法レベルでの最大変位を30～40cmの範囲におさえるべく、ゴム層厚を決定した。また、この時の全体系の固有周期を1.3秒以上となることを目標とした。4.1.2以下に試設計の詳細を示すが、いずれも設計可能であり設定目標としては妥当なものであった。

④ 免震支承の形状および特性に対する計算方法

免震支承の形状および特性は、上部工を1質点とし、各橋脚の初期剛性および基礎バネの合成された下部工バネと支承バネを直列に接続した簡易モデルで、収束計算により決定できることが分かった。

⑤ 支承の初期変形量の計算

弾性短縮やクリープ・乾燥収縮などＰＣ橋特有の主桁変形量の影響を把握するための、フレームモデルによる、ＰＣ橋の施工手順を追った解析を示した。その解析結果を基に支承の初期変形量を算定した。

⑥ 震度法レベルの設計結果

フレームモデルにより震度法レベルの構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。この断面力により、橋脚断面の配筋を決定した。

また、支承の変形量については先の簡易モデルによる値と比較し、両者に大きな相違がないことを確認した。

⑦ 地震時保有水平耐力法レベルの設計結果

橋脚の配筋決定にともない、橋脚の保有水平耐力を算定した。この時の降伏剛性を用いて、全体系の保有水平耐力法レベルの応答を求め、所定の耐力照査を行った。

また、支承についても保有水平耐力レベルの変形量を算定し、簡易モデルによる値との相違が小さいことを確認した。

⑧ 構造細目

構造細目として、遊間の設定と伸縮装置、落橋防止装置の設計を行った。震度法レベルでの応答をベースにすれば、ＰＣ橋梁においても遊間などに多少の配慮を払うことで、免震化できることが分かった。

4.1.2 試設計の条件設定

(1) モデル橋の設定

ＰＣ免震橋の試設計モデルは以下に示す条件および基本方針を想定して設定する。

i) 上部構造

① 構造形式は免震橋の適用性を考慮して、連続桁を基本とし、都市内高架橋などに多くみられる等断面の箱桁方式とする。

② 支間長は免震装置に対する支承反力の適用規模ならびに等断面箱桁としての適性支間（30m～50m）を考慮して選定する。

③ 走行性の向上を考慮して、実績の多い５径間連続桁とする。

④ 施工方法は、ＰＣ橋の多径間連続桁で多く見られる１径間ごとの支保工分割施工方式を想定する。

ii) 下部構造

① 橋脚は都市内高架では一般的な張出し式橋脚（矩形断面）とする。

② 橋脚高は、都市内高架橋を想定して12m程度とするが、現実的なケースも考えて、３％の縦断勾配を考慮し、変化させるものとする。

③ 脚柱の橋軸方向幅は、鉄筋とコンクリートの応力バランスの良い幅に設定する。

④ 脚柱の断面は、都市内高架の景観を考慮して各橋脚とも同一寸法とする。

⑤ 地盤は、Ⅱ種地盤を想定し、都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート製の杭基礎（ϕ1200）に設定する。

iii) 免震装置に関する設計方針

① 本モデルにおいては免震装置として鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用する。ただし、免震装置の地震時の動的特性は等価剛性と等価減衰定数のみでモデル化されるので、鉛プラグ入り積層ゴム支承以外の高減衰ゴム支承などの免震装置においても、同等の動的特性をもつ免震装置の設定は可能であると考えられる。

② 免震を行う方向は橋軸方向のみとし、橋軸直角方向は免震を行わないものとする。

③ 地震の上部構造の慣性力は各橋脚にほぼ均等に分散させる。

④ 免震支承を用いた橋の固有周期は、以下の条件を考慮して設定する。

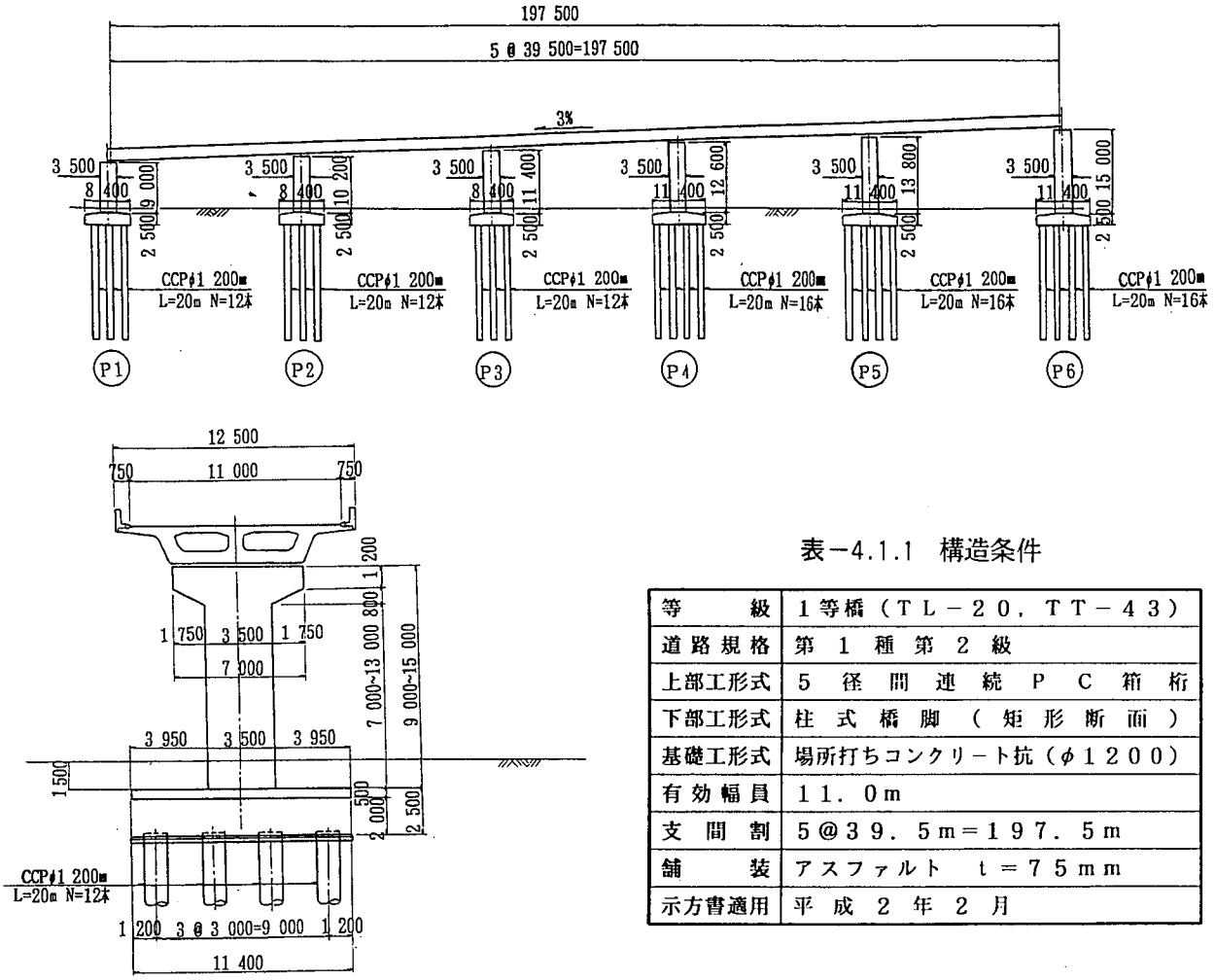
- 支承の設計変位が過大になると支承や伸縮装置が大きくなり不経済になるので、橋の設定固有周期を過度に長くしない。
- 上部構造と周辺地盤を含んだ下部構造との間に有害な連成振動が発生しないように、橋の設定固有周期を下部構造の固有周期（本モデルの場合0.66秒）の２倍（1.3秒）程度には長くする。
- 免震橋として橋の減衰定数を大きくして設計地震力を低減させるためには、地震時のエネルギ

ーが免震支承で分担されるように、支承の等価剛性は下部構造の剛性に比べて十分に小さくする必要がある。したがって、橋の固有周期はある程度長く設定する。

(2) 設計条件

i) 構造条件

モデル橋の一般図を図－4.1.1に、構造条件を表－4.1.1に示す。



図－4.1.1 モデル橋一般図

表－4.1.1 構造条件

等　　級	1等橋（TL－20，TT－43）
道路規格	第1種第2級
上部工形式	5径間連続PC箱桁
下部工形式	柱式橋脚（矩形断面）
基礎工形式	場所打ちコンクリート杭（φ1200）
有効幅員	11.0m
支間割	5@39.5m＝197.5m
舗　　装	アスファルト　t＝75mm
示方書適用	平成2年2月

ii) 荷重条件

表－4.1.2 荷重条件

使用材料の単位体積重量	コンクリート		$\gamma = 2.5 tf/m^3$	
	土砂重量		$\gamma = 1.9$ 〃	
主桁平均プレストレス量	$\sigma cp = 40 kgf/cm^2$			
コンクリートのクリープ及び乾燥収縮度の影響（早強ポルトランドセメント）	基本クリープ係数		$\phi_{to} = 2.0$	
	基本乾燥収縮度ひずみ		$\varepsilon_{so} = 25 \times 10^{-5}$	
	持続荷重載荷時材令		$t_o = 4$日	
	部材の仮想厚		$h_{th} = 60$cm	
	施工方法		1径間毎分割施工	
	施工サイクル		30日／スパン	
温度変化の影響	構造全体の温度変化		温度昇降±20℃	
地震の影響	地域別補正係数		Ⅱ地域（＝1.0）	
	地盤別補正係数		Ⅱ種（＝1.0）	
	重要度別補正係数		1級（＝1.0）	
支承反力（1沓当たり）	橋脚	死荷重反力	活荷重反力	合計
	P_1，P_6	200	70	270
	P_2，P_5	580	135	715
	P_3，P_4	510	135	645
上部工重量	（200＋580＋510）×2×2＝5 160tf			
上部工荷重強度	平均W＝5160／197.5m＝26.27tf／m			

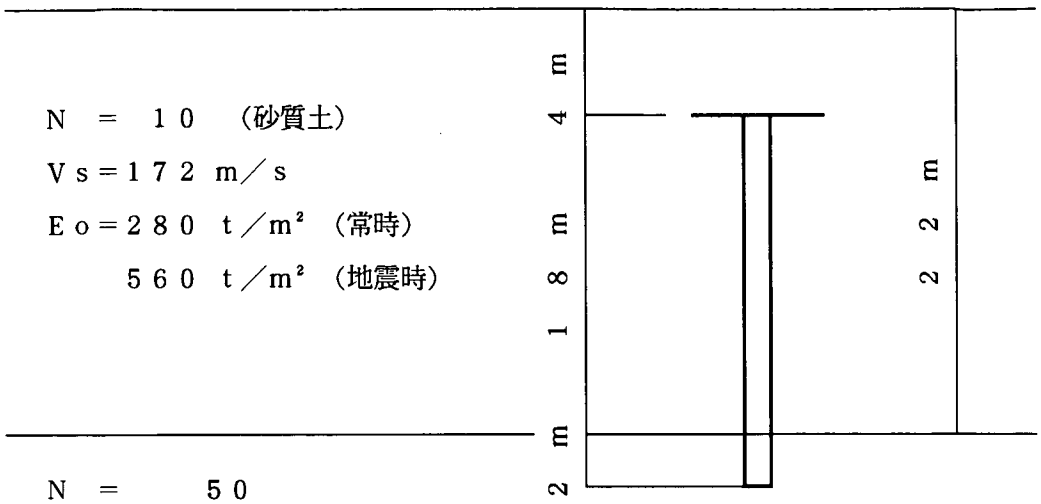
iii) 使用材料

表－4.1.3 使用材料

		上部構造	下部構造
コンクリート	強度 σ_{ck}(kgf／cm³)	400	240
	ヤング係数 E(kgf／cm³)	3.1×10^5	2.5×10^5
	せん断弾性係数 G(kgf／cm³)	1.35×10^5	1.09×10^5
	線膨脹係数 α	10×10^{-6}	10×10^{-6}
鉄筋	種類	SD345	SD345

iv) 地盤条件

地盤はⅡ種地盤とし、次図に示す2層の地盤構成を想定する。



フーチング上載土慣性力は無視する。

v) 杭基礎に関する諸値

杭長： L= 20.0m

杭径： φ=1,200㎜

表−4.1.4 杭基礎に関する諸値

	常 時	地 震 時	固有周期算定時
横方向地盤反力係数 k_H (kgf/cm³)	2.0	4.0	9.1
軸方向バネ定数 k_V (kgf/cm³)	519 ×10³	519 ×10³	519 ×10³
軸方向許容埋込み支持力 R_a (tf)	250	375	——
軸方向許容引抜き力 P_a (tf)	30	160	——
許容変位量 δ_a (㎜)	15	15	——

4.1.3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定

(1) 橋脚・基礎の初期設定

i)　設計水平震度の仮定

橋脚および基礎は、震度法レベルの地震力に対して初期設定を行った。設計水平震度k_hは、固有周期別補正係数$c_T=1.25$と仮定すると、通常の橋の場合には下式で算定される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.25$$

一方、免震橋の場合には、橋の減衰定数$h \geqq 0.10$の場合、免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数$c_E=0.90$となり、下式で算定されるように設計震度が1割低減され、橋脚・基礎の寸法を小さくすることが可能となる

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.9 \times 0.2 = 0.23$$

しかしながら、本試設計では、同じ寸法の断面に作用する断面力によって、免震橋と通常の橋との比較を行う意味もあって、$k_h=0.25$で橋脚・基礎の初期設定を行った。 その際、上部構造の慣性力は各橋脚で均等に支持されるものと仮定している。

ii)　橋脚断面の設定

i)で仮定した水平震度によって算定した橋脚柱下端の断面力に対し、鉄筋およびコンクリートの応力度が許容値以内にバランスよく収まるように橋脚断面を設定した。橋脚下端に作用する断面力と設定した橋脚の寸法および応力度の算定結果を表－4.1.5に示す。

表－4.1.5　橋脚の初期設定結果

		単位	P1	P2	P3	P4	P5	P6	許容値
橋脚柱下端の断面力	モーメント M	tf･m	2732.3	3144.8	3568.3	4002.9	4448.5	4905.1	
	鉛直力 N	tf	1124.6	1521.4	1418.1	1454.9	1631.6	1306.4	
	水平力 H	tf	339.2	348.3	357.5	366.7	375.9	385.1	
断面寸法		m	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	
鉄筋量			D25@125 1段	D25@125 1段	D32@125 1段	D32@125 1段	D29@125 1.5段	D32@125 2段	
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ σ_c	kgf/cm²	76	84	83	94	98	88	105
	鉄筋 σ_s	kgf/cm²	2656	2475	2420	2948	2777	2434	3000

さらに、設定した各橋脚の断面定数を表－4.1.6に示す。 本解析では、掛け違い部において隣接する上部構造を考慮せずに、P1，P6の橋脚の断面定数を低減してモデル化を行っている。また、計算を簡単にするため、橋脚の梁の断面定数は柱と同じ断面定数としている。なお、この橋脚の初期設定段階では次の理由により橋脚の降伏時剛性の算定は行っていない。

①　免震橋の場合、保有水平耐力法の設計震度が最大3割低減されるので橋脚に余裕があると考えられること。

② 次節で示すように保有水平耐力法では免震支承の剛性は橋脚剛性に比べて十分小さいので、橋脚の弾性時剛性を用いても算定される免震支承の特性値に影響を及ぼさないと考えられること。

③ 橋脚の降伏時剛性の算定には弾性剛性の算定に比べて手間がかかるので、免震設計全体の流れを簡単にするためにも、初期設定の段階での必要以上に繁雑な計算は避けたいこと。

表－4.1.6 橋脚の断面定数

		単 位	P1、P6	P2～P5	備 考
ヤング係数		tf/m²	2.5 ×10⁶		
せん断弾性係数		tf/m²	1.09 ×10⁶		
断面積	梁・柱	m²	6.125	12.250	
	フーチング	m²	∞	∞	
断面2次モーメント	梁・柱	m⁴	6.253	12.505	弾性時剛性
	フーチング	m⁴	∞	∞	〃
ねじり抵抗モーメント	梁・柱	m⁴	10.567	21.134	
	フーチング	m⁴	∞	∞	

iii) 基礎の設定

i)で仮定した設計水平震度により算定されたフーチング下面の作用力に対し、前節で示された地盤および基礎杭の設計条件を満足するように、フーチングの大きさおよび基礎杭の配置を決めた。フーチング下面の作用力と基礎の設計結果を表－4.1.7に示す。

さらに、クリープ等による常時の橋の挙動の解析に用いる常時下部構造検討時の各橋脚杭基礎地盤のバネ定数および固有周期算定時の各橋脚杭基礎地盤のバネ定数を表－4.1.8に示す。橋脚と同様に、掛け違い部のP1，P6では、解析上、バネ定数を低減している。

表－4.1.7 基礎の初期設定結果

		単 位	P1	P2	P3	P4	P5	P6	許容値
フーチング下面の作用力	モーメント M	tf·m	3747.7	4183.2	4629.7	5141.5	5610.1	6089.6	
	鉛直力 N	tf	1689.6	2086.4	1983.1	2212.3	2389.0	2065.8	
	水平力 H	tf	480.4	489.6	498.8	556.1	565.3	574.4	
フーチング 平面寸法		m	8.4×8.4	8.4×8.4	8.4×8.4	11.4×11.4	11.4×11.4	11.4×11.4	
杭 本数		本	12	12	12	16	16	16	
杭軸力	押し込み P_{max}	tf	301	349	357	277	299	290	375
	引き抜き P_{min}	tf	-19	-12	-26	-1	-1	-32	-160
杭頭変位	δ	cm	0.3	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	1.5

表－4.1.8 橋脚基礎地盤のバネ定数

		単位	P1	P2、P3	P4、P5	P6	備 考
常時解析用	鉛直ばね K_V	tf/m	311 400	622 800	830 400	415 200	クリープ解析用
	水平ばね K_H	tf/m	65 300	130 500	174 000	87 000	〃
	回転ばね K_M	tf·m/rad	2 538 000	5 077 000	11 130 000	5 564 000	〃
	連成ばね K_{HM}	tf/rad	-147 900	-295 700	-394 200	-197 100	〃
固有周期算定用	鉛直ばね K_V	tf/m	311 400	622 800	830 400	415 200	地震時解析用
	水平ばね K_H	tf/m	203 300	406 600	542 100	271 300	〃
	回転ばね K_M	tf·m/rad	2 847 000	5 694 000	11 950 000	5 976 000	〃
	連成ばね K_{HM}	tf/rad	-315 300	-630 700	-840 900	-420 500	〃

iv) 下部構造のみかけの剛性

次節で示されるように、免震支承の設計に用いる簡易モデルにおいては、各橋脚・基礎は、橋脚剛性を表す水平バネK_pと、基礎の並進バネ定数K_{Fu}、および基礎の回転バネ$K_F\theta$による換算水平バネの3本のバネを直列に結合したモデルで示される。それぞれのバネは、「道路橋示方書V　耐震設計編　3.3.2 固有周期の算定方法　設計振動単位が1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合の固有周期の算定方法」を参考にして表－4.1.9に示すように算定した。なお、橋脚の断面定数は表－4.1.6に、基礎地盤のバネ定数は表－4.1.8に示した固有周期算定時のバネを用いている。

また、下部構造のみかけの直列剛性により算定した橋の下部構造の固有周期T_0は下式で算定されるが、バネの算定に橋脚の重量を無視しているので若干短めの値になっていると考えられる。

$$T_0 = 2.01\times\sqrt{W_U/\Sigma K_T} = 2.01\times\sqrt{5160/88260} = 0.49 \text{ 秒}$$

表－4.1.9　みかけの下部構造剛性の算定結果

				単位	P1	P2	P3	P4	P5	P6
支持する上部構造重量			W_U	tf	516.0	1 032.0	1 032.0	1 032.0	1 032.0	516.0
橋脚の高さ			h_P	m	9.00	10.20	11.40	12.60	13.80	15.00
基礎への上部構造慣性力の作用高さ			h_0	m	11.50	12.70	13.90	15.10	16.30	17.50
橋脚の剛性			$K_P=3\cdot EI/h_P^3$	tf/m	64 330	88 410	63 330	46 900	35 700	13 900
基礎のみかけの剛性	作用力	水平力	$H_0=W_U$	tf	516.0	1 032.0	1 032.0	1 032.0	1 032.0	516.0
		モーメント	$M_0=H_0\cdot h_0$	tf·m	5 934.0	13 110.0	14 340.0	15 580.0	16 820.0	9 030.0
	変位	水平変位	δ_0 ($\times10^{-3}$)	m	6.967	7.116	7.499	4.407	4.588	4.765
		回転角	θ_0 ($\times10^{-3}$)	rad	2.856	2.951	3.198	1.614	1.730	1.847
	並進ばね定数		$K_{Pu}=H_0/\delta_0$	tf/m	74 060	145 000	137 600	234 200	224 900	108 300
	回転ばね定数		$K_P\theta=M_0/\theta_0$	tf·m	2.078×10^6	4.443×10^6	4.484×10^6	9.653×10^6	9.723×10^6	4.889×10^6
	（水平ばね換算値）		$K_P\theta/h_0^2$	tf/m	15 710	27 550	23 210	42 340	36 600	15 960
下部構造のみかけの直列剛性			K_S	tf/m	10 790	18 350	15 120	20 320	16 730	6 950

(2) 簡易モデルによる免震支承の設計

i) 免震支承の設計条件

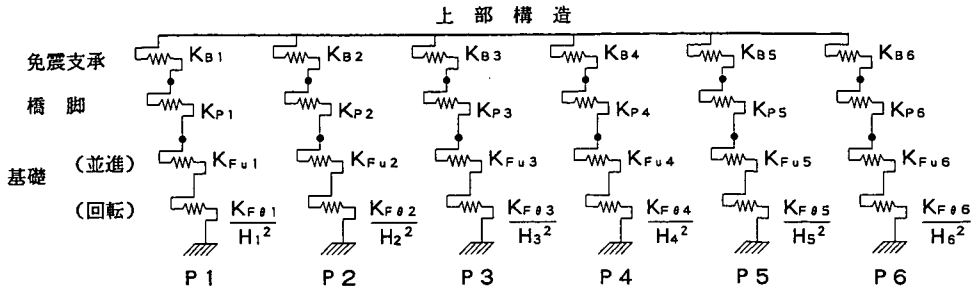
前節の免震装置に関する設計方針で示したように、免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い、その設計方針は既述のとおりとする。簡単な予備検討の結果、免震橋の設定固有周期を地震時保有水平耐力法レベルで1.5秒程度にすることとした。このときの支承変位は30cm程度である。

免震支承の設定においては、免震橋を、図－4.1.2に示すようにして直列バネと並列バネの組み合わせでモデル化する。すなわち、先に算定した下部構造のバネと免震支承のバネが直列に結合している質量を持たない各橋脚の頭部を、質量を持った変形しない上部構造が連結しているモデルである。

免震支承の設計条件を表－4.1.10に示す。常時の変位量は「4.1.4　主桁コンクリートの収縮変形に関する検討」で算定される値を用いているが、簡単には道路橋伸縮装置便覧によって算定した桁の伸縮量を用いてもよいと思われる。

また、先に示したように、免震支承の設計には震度法・地震時保有水平耐力法とも橋脚の剛性としてここでは弾性時剛性を用いており、みかけの下部構造剛性の算定では橋脚の重量を無視している。

通常の場合には、このような仮定を用いても問題はないと思われるが、橋脚が非常に高い場合や全体の中で1橋脚だけ高さが大きく異なる場合などにはその適用に注意する必要がある。



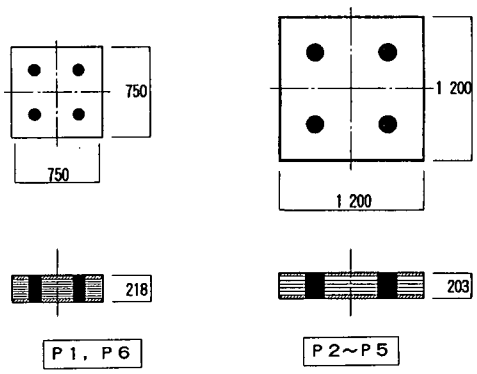
図－4.1.2　免震橋梁のモデル化

表－4.1.10　免震支承の設計条件

		単位	P1	P2	P3	P4	P5	P6	備　考
上部構造重量	W_T	tf	5160						
橋脚剛性	K_P	tf/m	64 330	88 410	63 330	46 900	35 700	13 900	h_P =0.05
基礎並進ばね定数	K_{Fu}	tf/m	74 060	145 000	137 600	234 200	224 900	108 300	h_P =0.10
基礎回転ばね定数	$K_P\theta/H^2$	tf·m	2 078 000	4 443 000	4 484 000	9 653 000	9 723 000	4 889 000	〃
1橋脚当り支承個数			2	2	2	2	2	2	
1支承当り鉛直荷重	最大荷重 W_{max}	tf	270	715	645	645	715	270	
	死荷重 W_D	tf	200	580	510	510	580	200	
橋軸方向常時変位	クリープ・乾縮 δ_{cs}	cm	5.36	2.74	0.68	1.10	2.71	4.31	
	温度 δ_T	cm	1.81	1.03	0.34	0.35	1.03	1.76	
	回転角		1/300	1/600	1/600	1/600	1/600	1/300	

ii)　免震支承の形状寸法および静的特性値

設計した免震支承の形状・寸法を図－4.1.3に示す。免震支承の設計の詳細は本節以下で順を追って示す。



	単　位	P1、P6	P2～P5
平面形状 A×B (内部補強鋼板 a×b)	cm	75.0×75.0 (73.0×73.0)	120.0×120.0 (118.0×118.0)
鉛プラグ $n_P \times D_P$	cm	4 ×φ 9.5	4 ×φ15.5
ゴム厚さ $n_e \times t_e = \Sigma t_e$	cm	8×1.7 =13.6	5×2.6 =13.0
支承本体高さ H	cm	21.8	20.3
ゴムのせん断弾性係数 G	kgf/cm²	10.0	10.0

図－4.1.3　免震支承の形状・寸法

四角形断面の鉛プラグ入り積層ゴム支承1個当りの静的特性値は以下の各式で算定される。静的特性値の算定結果を表－4.1.11に示す。

① 鉛プラグ断面積　　$A_P = \pi / 4 \times D_P^2 \times n_P$

② ゴム断面積　　$A_R = a \times b - A_P$

③ 形状係数　　$S = A_R / (2 \times (a + b) \times t_e)$

④ ゴムのみかけの弾性定数　　$E_a = (3 + 6.58 \times S^2) \times G$

⑤ 降伏荷重　　$Q_d = A_P \times q_0$

ここに、q_0 ： 降伏荷重時の鉛のせん断応力度 ＝ 85 kgf/cm²

⑥ 水平剛性　　$K_H = A_R \times G / \Sigma t_e$

⑦ 鉛直剛性　　$K_V = A_R \times E_a / \Sigma t_e$

表－4.1.11　免震支承1個当りの静的特性値

		単　位	P1、P6	P2～P5	備　　考
鉛プラグ断面積	A_P	cm²	283.5	754.8	
ゴム断面積	A_R	cm²	5 045.	13 169.	
形状係数	S	cm	10.2	10.7	8 ≦ S ≦ 15
みかけの弾性定数	E	kgf/cm²	6 828.	7 607.	
鉛プラグの形状比	H/D_P		2.30	1.31	$1.25 \leqq H/D_P \leqq 5.0$
鉛プラグの面積比	A_P/A_R		0.056	0.057	0.07程度以下
降伏荷重	Q_d	tf	24.10	64.15	
水平剛性	K_H	tf/m	371.	1013.	
鉛直剛性	K_V	tf/m	253 300.	770 600.	

iii)　常時荷重に対する設計

常時荷重としては、クリープ・乾燥収縮・プレストレスによる弾性変形および温度による桁の変位と活荷重による桁の回転角について検討する。常時荷重に対する免震支承の設計は以下の各項目について行われる。常時荷重に対する免震支承の設計結果を表－4.1.12に示す。

① 支圧応力度の照査

免震支承の支圧応力度は、以下の各式を満足しなければならない。

・最大支圧応力度　$\sigma_{max} = R_{max} / A_{Re} \leqq \sigma_{max,a} = 80$ kgf/cm²

・最小支圧応力度　$\sigma_{min} = R_{min} / A_R \geqq \sigma_{min,a} = 15$ kgf/cm²

・圧縮応力振幅　$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leqq \Delta\sigma_a = 50$ kgf/cm²

ここに、R_{max} ： 最大支承反力

R_{min} ： 最小支承反力

A_{Re} ： 温度変化などによる変位量u_0を考慮したゴムの有効支圧面積

$= (a - u_0) \times b - A_P$

② 水平変位の照査

クリープ・乾燥収縮・温度変化等、常時の荷重の影響による水平変位u_0に対し、下式を満足する

必要がある。

$u_0 \leqq 0.7 \times \Sigma t_e$

③ 座屈照査

積層ゴム支承の座屈照査は下式により行う。

$\sigma_{max} \leqq \sigma_{cRa}$

$\sigma_{cRa} = G \times S \times \alpha / f_s$

ここに、σ_{cRa} ： 座屈から決まる許容支圧応力度

α ： 内部補強鋼板の短辺長ａあるいはｂと、ゴム総厚Σt_eとの比

f_s ： 安全率＝2.5

④ 局部せん断ひずみの照査

積層ゴム支承の局部せん断ひずみの照査は下式によって行う。

$(\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s$

ここに、γ_c ： 鉛直荷重による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$\gamma_c = 8.5 \times S \times (R_{max} / K_v) \times (A_R / A_{Re}) / \Sigma t_e$

γ_R ： 回転角による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$\gamma_R = 2 \times (1+\beta)^2 / \beta^2 \times S^2 \times \theta / n$

γ_s ： 水平変位による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$\gamma_s = u_0 / \Sigma t_e$

γ_u ： ゴムの破断ひずみ＝5.0

f_s ： 安全率＝2.5 （常時）

β ： 内部補強鋼板の(橋軸直角方向幅ｂ)／(橋軸方向幅ａ)

θ ： 支承の回転角

n ： ゴム層数

u_0 ： 常時の荷重の影響による水平変位

⑤ 補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の引張り応力度σ_sは次式を満足しなければならない。

$\sigma_s = \sigma_{max} \times t_e / t_s \times s / (s - D_P) \leqq \sigma_{sa}$

ここに、σ_{max} ： 最大支圧応力度

t_s ： 内部補強鋼板の厚さ

s ： 内部補強鋼板の短辺長、ａまたはｂ

σ_{sa} ： 内部補強鋼板の許容引張り応力度 ＝ 1,400 kgf/cm² （常時）

⑥ 水平力

クリープ、乾燥収縮および温度変化等の緩速変形によって鉛プラグ入りゴム支承に生じるせん断力は次式によって算定される。

$F_0 = 0.2 \times Q_d + K_H \times u_0$

ここに、Q_d ： 降伏荷重

K_H ： ゴムの水平剛性

u_0 ： 常時の荷重の影響による水平変位

なお、震度法レベル地震時において、せん断力にクリープ・乾燥収縮等の緩速変形によって生じるせん断力を重ね合わせる場合には、鉛プラグによるせん断力は時間の経過と共に解放されるのでゴムによる上式第２項のみを考慮する。

表－4.1.12 免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の常時荷重に対する設計

			P1	P2	P3	P4	P5	P6	備 考
水平変位		u_0 (cm)	7.17	3.77	1.02	1.45	3.74	6.07	
支圧応力度の照査 (kg/cm^2)	最大値	σ_{max}	59.7	56.2	49.4	49.6	56.2	58.7	≦ 80
	最小値	σ_{min}	39.6	44.0	38.7	38.7	44.0	39.6	≧ 15
	応力振幅値	$\Delta\sigma$	20.1	12.2	10.7	10.9	12.2	19.1	≦ 50
水平変位の照査		$u/\Sigma t_E$	0.53	0.29	0.08	0.11	0.29	0.45	≦ 0.7
座屈照査		σ_{CRa} (kgf/cm)	218.	390.	390.	390.	390.	218.	$\geqq \sigma_{max}$
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重	γ_C	0.76	0.67	0.59	0.60	0.67	0.74	
	回転角	γ_R	0.34	0.31	0.31	0.31	0.31	0.34	
	水平変位	γ_S	0.53	0.29	0.08	0.11	0.29	0.45	
	合計	γ_T	1.63	1.27	0.98	1.02	1.27	1.54	≦ 2.00
補強鋼板の応力度		σ_S (kgf/cm)	365.	526.	462.	464.	525.	358.	≦ 1400
水平力		F (tf)	(62.8)	102.0	46.3	55.0	101.4	(54.7)	1橋脚当り

iv) 免震支承の動的特性値算定手順

地震時における免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の動的特性値（等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_B）は、図－4.1.2に示されたモデルにおいて以下に示す①～⑨の手順で繰返し計算を行うことによって算定される。なお、以下の式中の支承の特性値は１橋脚当りの値とする。

① 上部構造の変位u_Tを仮定する。u_Tは各橋脚で同一である。

② 橋脚ｉにおいて、免震支承の設計変位u_{Bi}を適当に仮定する。

③ 免震支承の有効設計変位u_{Bei}より、免震支承の等価剛性K_{Bi}および等価減衰定数h_{Bi}を下式により算定する。

$$u_{Bei} = c_B \times u_{Bi}$$

$$\gamma = u_{Bei} / \Sigma t_{ei}$$

$$F(u_{Bei}) = F_R + F_P = A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q$$

$$K_2 = \frac{F(u_{Bei}) - Q_d}{u_{Bei}}$$

$$K_1 = 6.5 \times K_2$$

$$K_{Bi} = \frac{F(u_{Bei})}{u_{Bei}}$$

$$h_{Bi} = \frac{2 \cdot Q_d \{u_{Bei} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Bei} \cdot (Q_d + u_{Bei} \cdot K_2)}$$

ここに、u_{Bei} ： 支承の有効変位

F_R ： ゴム単体が負担する水平力

F_P ： 鉛が負担する水平力

q ： 鉛のせん断応力度で、下式による。

$0 \leqq \gamma \leqq 0.5$ のとき、 $q = -283.6 \cdot \gamma 2 + 183.8 \cdot \gamma + 85.0$ (kgf/cm²)

$0.5 \leqq \gamma \leqq 2.0$ のとき、 $q = 28.3 \cdot \gamma 2 - 128.1 \cdot \gamma + 163.0$ (kgf/cm²)

K_1 , K_2 ： 免震支承の一次剛性および二次剛性

Qd ： 免震支承の降伏荷重

④ 橋脚 i の下部構造に作用する水平力F_{Si}は免震装置に作用する水平力F_{Bi}に等しいことから、下部構造の変位u_{Si}が算定される。

$$F_{Si} = F_{Bi} = u_{Bi} \times K_{Bi}$$

$$u_{Si} = F_{Pi} / K_{Si}$$

ここに、K_{Si}：橋脚剛性，基礎の並進および回転バネが直列結合した下部構造の剛性

したがって、

$$u_{Bi}' = u_T - u_{Si}$$

⑤ ②で仮定した免震支承の設計変位u_{Bi}と④で算定した免震支承の変位u_{Bi}'が一致するまで、免震支承の設計変位u_{Bi}を変化させて③と④の計算を繰り返す。

⑥ 全ての橋脚について②～⑤の計算を行う。

⑦ 橋の固有周期Tおよび橋の減衰定数hを下式により算定する。

$$K_{Ti} = \frac{1}{1/K_{Bi} + 1/K_{Si}}$$

$$T = 2\pi \times \sqrt{W_u / (g \times \Sigma K_{Si})}$$

$$h = \frac{\Sigma K_{Bi} \times u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + h_{Pi} \cdot \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + h_{Fui} \cdot \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + h_{F\theta i} \cdot \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}}\right)}{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}}\right)}$$

ここに、K_{Ti} ： 免震支承と下部構造の直列合成剛性

g ： 重力加速度

K_{Pi}, K_{Fui}, $K_{F\theta i}$ ： 下部構造 i の橋脚，基礎の並進，基礎の回転の各バネ定数

h_{Pi}, h_{Fui}, $h_{F\theta i}$ ： 下部構造 i の橋脚，基礎の並進，基礎の回転の各減衰定数

⑧ 設計水平震度を求める。設計水平震度は「道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編」で算定される設計震度に免震装置のエネルギー吸収特性に基づく補正係数c_Bを掛け合わせて次式で算定される。

・震度法

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_B \cdot k_{h0}$$

・地震時保有水平耐力法

$$k_{hc} = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_B \cdot k_{hc0}$$

⑨ ⑧で算定した設計震度より上部構造から免震支承を通して下部構造に伝えられる全水平力Fは次式で算定される。

$$F = k_h \text{（または} k_{hc}\text{）} \times W_u$$

したがって、上部構造の変位u_T'は下式で算定される。

$$u_T' = F / \Sigma K_{Ti}$$

①で仮定した上部構造の変位 u_T と上式で算定される上部構造の変位 u_T' が一致するまで、上部構造の変位 u_T を変化させて①～⑨の計算を繰り返す。

v) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の特性値（等価剛性および等価減衰定数）は、 iv)で示した手順によって求められる。地震時保有水平耐力法レベルでの橋の動的特性および免震支承の動的特性値を表－4.1.13に示す。

また、地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対して、以下に示す項目で免震支承の耐力を照査する必要がある。地震時保有水平耐力レベルでの免震支承の耐力の照査結果を表－4.1.13に同時に示す。免震支承のサイズは、地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の耐力、特に水平変位の照査あるいは局部せん断ひずみの照査によってほぼ決定される。

① 水平変位の照査

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の変位u_Bは下式を満足しなければならない。

$$u_B \leqq 2.5 \times \Sigma t_e$$

② 局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に下式によって行う。ただし、地震時保有水平耐力法レベルでは、水平変位として免震支承の設計変位u_Bを用いるとともに、活荷重による回転角による局部せん断ひずみを無視する。また安全率も下に示す値とする。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s$$

ここに、f_s ： 安全率＝1.2 （地震時保有水平耐力法レベル）

③ 補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の引張り応力度σ_sの照査も常時と同様に下式による。

$$\sigma_s \leqq \sigma_{sa}$$

ただし、σ_{sa} ： 内部補強鋼板の許容引張り応力度 ＝ 2,100 kgf/cm² （地震時）

表－4.1.13　免震支承の地震時保有水平耐力法レベルでの設計

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	備　考
上部構造変位	u_T (cm)	32.38						
橋の固有周期	T (sec)	1.474						
橋の減衰定数	h	0.157						
設計水平震度	k_H	0.60						
支承の設計変位	u_B (cm)	30.06	28.81	28.13	29.14	28.50	28.89	
支承の等価剛性	K_B (tf/m)	830.	2 268.	2 286.	2 260.	2 276.	840.	
支承の等価減衰定数	h_B	0.164	0.166	0.168	0.165	0.167	0.168	
地震時水平力	F (tf)	249.4	653.6	643.0	658.7	648.7	242.8	計　3 096.0
地震時水平力の分担比	(%)	8.1	21.1	20.8	21.3	21.0	7.8	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	2.21	2.22	2.16	2.24	2.19	2.12	＜ 2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_C	0.89	0.71	0.62	0.63	0.71	0.86	
	水平変位 γ_S	2.21	2.22	2.16	2.24	2.19	2.12	
	合計 γ_T	3.10	2.93	2.78	2.87	2.90	2.98	＜ 4.16
補強鋼板の応力度	σ_S (kgf/cm²)	428.	555.	484.	490.	553.	416.	＜ 2 100

vi) 震度法レベルでの設計

震度法レベルでの免震支承の設計には、地震力の影響にクリープ・乾燥収縮などの温度変化を除いた常時荷重の影響を重ね合わせている。免震支承の動的特性は予め免震支承に与えられたせん断変形の影響を受けないので、地震時の免震支承の動的特性値は、地震時保有水平耐力法レベルの場合と同様に、iv)で示した手順によって算定することができる。震度法レベル地震時の免震支承の設計抵抗力 F_1 は、次式で算定される。

$$F_1 = F_0 + F_B = u_0 \cdot K_H + u_B \cdot K_B$$

ここに、u_0 ： クリープ・乾燥収縮等による免震支承の設計変位

u_B ： 震度法レベルの地震力による免震支承の設計変位

K_H ： 支承ゴムの水平剛性

K_B ： 免震支承の震度法レベルの等価剛性

また、震度法レベルの地震力に対しては、以下に示す項目で免震支承の耐力の照査を行う。

① 局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に下式によって行う。ただし、震度法レベルの地震時では、回転角による局部せん断ひずみは無視し、安全率は下に示す値とする。なお、支承の水平変位はクリープ・乾燥収縮等による変位 u_0 と地震時の免震支承の設計変位 u_B を重ね合わせている。

$$(\gamma_C + \gamma_S) \leqq \gamma_U / f_S$$

ここに、f_S ： 安全率＝1.8 （震度法レベル）

震度法レベルでの免震支承の設計結果を表－4.1.14に示す。

表－4.1.14　免震支承の震度法レベル地震時の特性値および耐荷力

			P1	P2	P3	P4	P5	P6	備　考
上部構造変位		u_T (cm)	3.12						
橋の固有周期		T (sec)	0.739						
橋の減衰定数		h	0.167						
設計水平震度		k_H	0.23						
支承の設計変位		u_B (cm)	2.20	1.76	1.52	1.86	1.65	1.77	
支承の等価剛性		K_B (tf/m)	4 499.	14 294.	15 942.	13 673.	14 992.	5 281.	
支承の等価減衰定数		h_B	0.259	0.236	0.210	0.244	0.225	0.232	
地震時水平力		F (tf)	99.0	250.5	242.1	254.1	246.7	93.6	計 1 186.8
地震時水平力の分担比		(%)	8.3	21.1	20.4	21.4	20.8	7.9	
常時荷重による予変位		u_0 (cm)	5.36	2.74	0.68	1.10	2.71	4.31	
常時荷重による水平力		F_{cs} (tf)	－	55.5	13.8	22.3	54.9	－	
合計水平力		F_T (tf)	99.0	306.0	255.9	276.4	301.6	93.6	計 1 332.5
合計水平力の分担比		(%)	7.4	23.0	19.2	20.7	22.6	7.0	
水平変位		u (cm)	7.56	4.50	2.20	2.96	4.36	6.09	
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重	γ_C	0.56	0.55	0.47	0.48	0.55	0.55	
	水平変位	γ_S	0.56	0.35	0.17	0.23	0.34	0.45	
	合計	γ_T	1.12	0.90	0.64	0.71	0.89	1.00	＜ 2.77

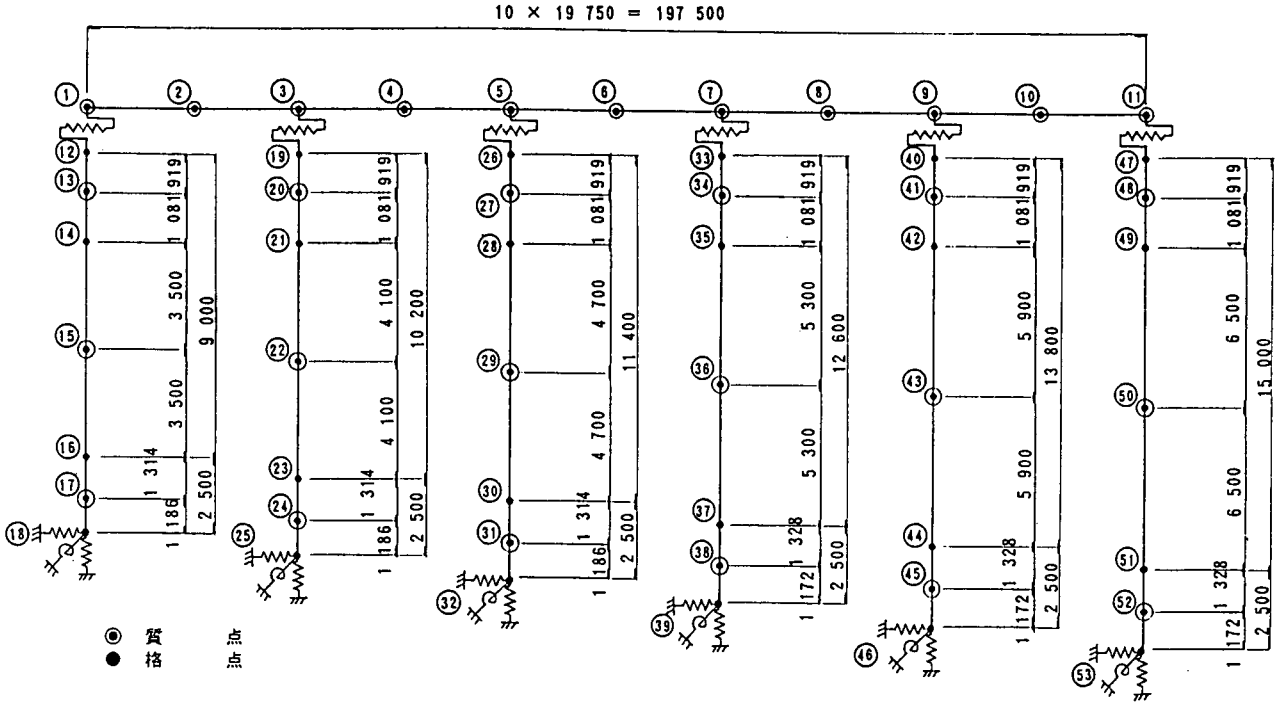
4.1.4　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討

(1) ＰＣ橋の施工時解析

i)　解析モデルと解析手法

主桁に収縮を起こさせる要因には、①プレストレス導入による弾性変形、②クリープによる変形、および③乾燥収縮がある。これらの変形はどれも施工段階から発生し進行するものであり、構造系の変化する各施工段階毎にその影響を把握する必要がある。施工時における主桁収縮の影響による支承変形量を累計したものが、支承の初期変形量となる。

解析は骨組構造解析により行うが、その際に主桁の収縮量は温度変化に換算し、温度荷重として載荷した。解析に用いた骨組構造モデルを図－4.1.4に示す。 なお支承バネは免震支承の静的特性値、地盤バネは常時解析用の値である。



図－4.1.4　骨組構造モデル

ii)　施工手順と工程

施工に関する条件は以下のものとした。

①　施工方法は、各径間毎の全支保工施工（施工サイクル30日間）。

②　隣接する径間への張出し施工部分（張出し長さ＝５ｍ）を設ける。

③　プレストレスの導入はコンクリート打設後４日目。

④　施工はＰ１側からＰ６側へと順次進行する。

図－4.1.5に工事工程および各施工段階での各径間主桁コンクリートの材令を示す。

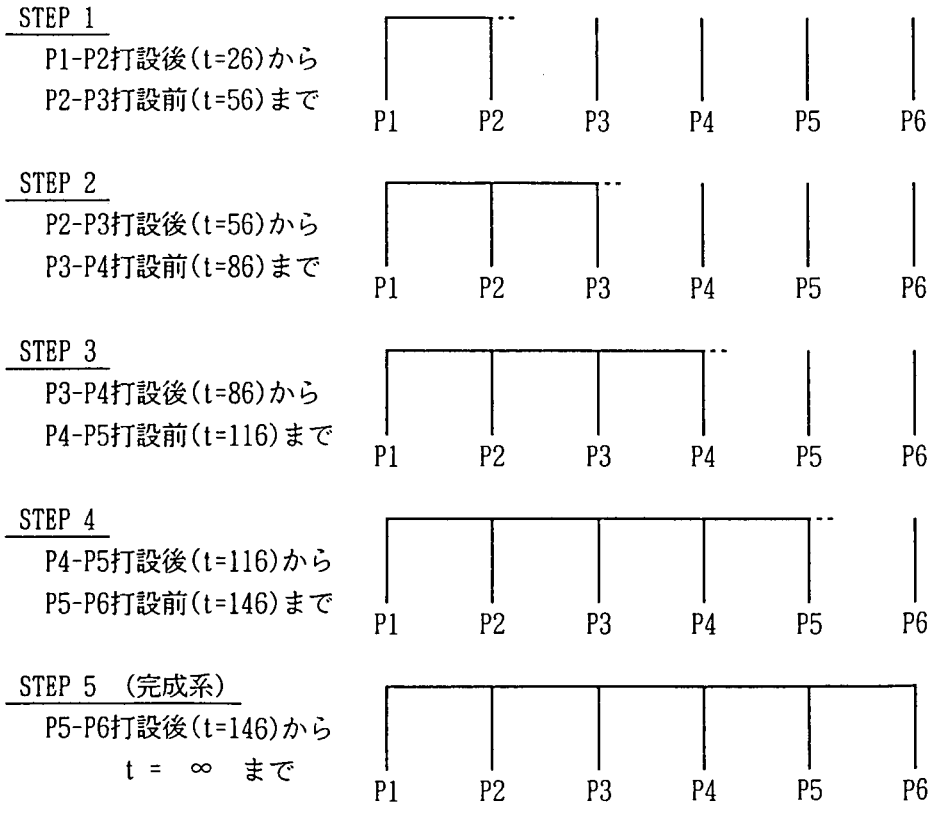
工事経過日数（t）	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5m	径間部 L_2=34.5m	
26	コンクリート打設(0)										
30	プレストレス導入(4)										
56	(30)			コンクリート打設(0)							
60	(34)			プレストレス導入(4)							
86	(60)		(30)			コンクリート打設(0)					
90	(64)		(34)			プレストレス導入(4)					
116	(90)		(60)		(30)			コンクリート打設(0)			
120	(94)		(64)		(34)			プレストレス導入(4)			
146	(120)		(90)		(60)		(30)			コンクリート打設(0)	
150	(124)		(94)		(64)		(34)			プレ導入(4)	

※（ ）内数値はコンクリート材令

図－4.1.5　工事工程およびコンクリート材令

各施工段階に対応する構造系を図－4.1.6に示す。

ただし、施工途中の張出し施工部分は端部がフリーであるので解析上構造モデルには組み込まず、当該径間が閉合した後の構造系において、残り部分とのコンクリート材令の違いを考慮し伸縮量に反映させた。



図－4.1.6　各施工段階での構造系

(2) 主桁移動量の算定

i) ＰＣ橋主桁の収縮要因と算定式

① プレストレス導入による弾性収縮量 ： $\Delta \ell_{PS}$

主桁に与えるプレストレス量は、導入時47kgf/cm²、有効時40kgf/cm²とした。またプレストレス導入時のコンクリート弾性係数は、材令を考慮して 2.9×10^5kgf/cm²とした。

導入プレストレス ： $\sigma_{PI} = 47$ kgf/cm²

導入時コンクリート弾性係数 ： $E_{CI} = 2.9\times10^5$ kgf/cm²

伸縮桁長 ： ℓ

$$\Delta \ell_{PS} = \frac{\sigma_{PI}}{E_{CI}} \cdot \ell = \frac{47}{2.9\times10^5} \cdot \ell = 16.21\times10^{-5}\,\ell$$

(温度変化換算 $-16.21\times\ell$ ℃)

② クリープによる収縮量 ： $\Delta \ell_{CR}$

有効プレストレス ： $\sigma_{PE} = 40$ kgf/cm²

有効時コンクリート弾性係数 ： $E_{CE} = 3.1\times10^5$ kgf/cm²

各施工段階でのクリープ係数 ： ϕ

$$\Delta \ell_{CR} = \phi \cdot \frac{\sigma_{PE}}{E_{CE}} \cdot \ell = \phi \cdot \frac{40}{3.1\times10^5} \cdot \ell = 12.90\times10^{-5}\,\phi\,\ell$$

(温度変化換算 $-12.90\times\phi\,\ell$ ℃)

③ 乾燥収縮量 ： $\Delta \ell_{SH}$

各施工段階での乾燥収縮度 ： ε_{CS}

$$\Delta \ell_{SH} = \varepsilon_{CS} \cdot \ell$$

ii) クリープ係数

クリープ係数は「道路橋示方書Ⅲ　コンクリート橋編」（解2.1.9）式により求めた。

$$\phi(t, t_0) = \phi_{d0} \cdot \beta_d(t - t_0) + \phi_{f0}\{\beta_f(t) - \beta_f(t_0)\}$$ （道示Ⅲ　解2.1.9）

工事工程よりクリープ係数を算出する材令は、各径間のコンクリート打設により構造系の変化するｔ＝30，60，90，120(日) および∞とした。各施工段階において進行するクリープに対するクリープ係数は、構造系が変化する時点の材令より算出した前後のクリープ係数の差分とした。表－4.1.15にコンクリート実材令に対するクリープ係数を、表－4.1.16には各施工段階における各径間毎のクリープ係数の集計を示した。なお、施工中の張出し施工部分（ℓ＝５ｍ）は、同時に打設を行った前径間コンクリートと同じクリープ係数を持つ。

iii) 乾燥収縮度

乾燥収縮度は「道路橋示方書Ⅲ　コンクリート橋編」（解2.1.12）式により求めた。

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \cdot \{\beta_s(t) - \beta_s(t_0)\} \quad \text{（道示Ⅲ．解2.1.12）}$$

表－4.1.17にコンクリート材令に対する乾燥収縮度を示す。コンクリート材令はクリープ係数と同様である。表－4.1.18に各施工段階における各径間毎の乾燥収縮度の集計を示す。なお、施工中の張出し施工部分（ℓ＝5ｍ）は、同時に打設を行った前径間コンクリートと同じ乾燥収縮度を持つ。

表－4.1.15　コンクリート材令に対するクリープ係数

実材令	有効材令	ϕd_0	$t - t_0$	$\beta d(t-t_0)$	ϕf_0	$\beta f(t)$	$\beta f(t_0)$	$\phi(t, t_0)$
	t							
4	t_0=7							
30	50	0．4	43	0.553	2．0	0.503	0.255	0.687
60	100	0．4	93	0.683	2．0	0.600	0.255	0.963
90	150	0．4	143	0.765	2．0	0.651	0.255	1.094
120	200	0．4	193	0.821	2．0	0.702	0.255	1.222
∞	∞	0．4	∞	1.000	2．0	1.325	0.255	2.540

表－4.1.16　各施工段階における各径間のクリープ係数

施工段階	P1 第一径間	P2 第二径間	P3 第三径間	P4 第四径間	P5 第五径間	P6
STEP 1（P_2-P_3打設直前まで）	0.687					
STEP 2（P_3-P_4打設直前まで）	0.276	0.687				
STEP 3（P_4-P_5打設直前まで）	0.131	0.276	0.687			
STEP 4（P_5-P_6打設直前まで）	0.128	0.131	0.276	0.687		
STEP 5（t＝∞打まで）	1.318	1.446	1.577	1.853	2.540	
合計	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	

表－4.1.17　コンクリート材令に対する乾燥収縮度

実材令	有効材令	ε_{s0}	$\beta_s(t)$	$\beta_s(t_0)$	$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$
	t				
0	t_0=0				
30	25	25E-05	0.052	0.052	1.30E-05
60	50	25E-05	0.088	0.088	2.20E-05
90	75	25E-05	0.112	0.112	2.80E-05
120	100	25E-05	0.135	0.135	3.38E-05
∞	∞	25E-05	0.775	0.775	19.38E-05

表－4.1.18　各施工段階における各径間の乾燥収縮度（$\times 10^{-5}$）

施工段階	P1 第一径間	P2 第二径間	P3 第三径間	P4 第四径間	P5 第五径間	P6
STEP 1（P_2-P_3打設直前まで）	1.30					
STEP 2（P_3-P_4打設直前まで）	0.90	0.30				
STEP 3（P_4-P_5打設直前まで）	0.60	0.90	1.30			
STEP 4（P_5-P_6打設直前まで）	0.58	0.60	0.90	1.30		
STEP 5（t＝∞打まで）	16.00	16.58	17.18	18.08	19.38	
合計	19.38	19.38	19.38	19.38	19.38	

iv) 主桁移動量の集計

各要因による主桁収縮量を各施工段階での各径間毎に集計したものが表－4.1.19～表－4.1.22である。表中（ ）で示したものは、張出し部分の端部がフリーの期間における収縮量である。

表－4.1.19 各施工段階の各径間のプレストレス導入時弾性収縮量

（単位：mm）

	P1	P2		P3		P4		P5		P6	
	張出部 L_1=0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m
STEP 1	***	6.40	(0.81)							
		6.40								
STEP 2			0.00	5.59	(0.81)					
				5.59						
STEP 3					0.00	5.59	(0.81)			
						5.59				
STEP 4							0.00	5.59	(0.81)	
								5.59		
STEP 5									0.00	5.59
										5.59
合 計		6.40		5.59		5.59		5.59		5.59

表－4.1.20 各施工段階の各径間のクリープ収縮量

（単位：mm）

	P1	P2		P3		P4		P5		P6	
	張出部 L_1=0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m
STEP 1	***	3.50	(0.44)							
		3.50								
STEP 2	***	1.41	0.18	3.06	(0.44)					
		1.41		3.24						
STEP 3	***	0.67	0.08	1.23	0.18	3.06	(0.44)			
		0.67		1.31		3.24				
STEP 4	***	0.65	0.08	0.58	0.08	1.23	0.18	3.06	(0.44)	
		0.65		0.66		1.31		3.24		
STEP 5	***	6.72	0.85	6.44	0.93	7.02	1.01	8.25	1.19	11.31
		6.72		7.29		7.95		9.26		12.50
合 計		12.95		12.50		12.50		12.50		12.50

表－4.1.21 各施工段階の各径間の乾燥収縮量

（単位：mm）

	P1	P2		P3		P4		P5		P6	
	張出部 L_1=0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m
STEP 1	***	0.51	(0.07)							
		0.51								
STEP 2	***	0.36	0.05	0.45	(0.07)					
		0.36		0.50						
STEP 3	***	0.24	0.03	0.31	0.05	0.45	(0.07)			
		0.24		0.34		0.50				
STEP 4	***	0.23	0.03	0.21	0.03	0.31	0.05	0.45	(0.07)	
		0.23		0.24		0.34		0.50		
STEP 5	***	6.32	0.80	5.72	0.83	5.93	0.86	6.24	0.91	6.69
		6.32		6.52		6.76		7.10		7.60
合 計		7.68		7.60		7.60		7.60		7.60

表－4.1.22 各施工段階の各径間の収縮量集計

（単位：mm）

	P1	P2		P3		P4		P5		P6	
	張出部 L_1=0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5.0m	径間部 L_2=34.5m
STEP 1	***	10.41	(0.07)							
		10.41								
STEP 2	***	1.77	0.23	9.10	(0.07)					
		1.77		9.33						
STEP 3	***	0.91	0.11	1.54	0.23	9.10	(0.07)			
		0.91		1.65		9.33				
STEP 4	***	0.88	0.11	0.79	0.11	1.54	0.23	9.10	(0.07)	
		0.88		0.90		1.65		9.33		
STEP 5	***	13.04	1.65	12.16	1.76	12.95	1.87	14.49	2.10	23.59
		13.04		13.81		14.71		16.36		25.69
合 計		27.01		25.69		25.69		25.69		25.69

(3) 支承の初期変形量

フレーム解析結果より、各施工段階での支承の変形量を表－4.1.23に示す。なお表中の符号は、Ｐ１からＰ６へ向かう方向に変形している場合が正である。

表－4.1.23　各施工段階の支承変形量

（mm）

施工段階	P1	P2	P3	P4	P5	P6
STEP 1	6.92	-2.52				
STEP 2	5.21	3.42	-5.32			
STEP 3	4.44	3.44	1.97	-7.02		
STEP 4	4.12	3.15	2.32	0.97	-7.94	
STEP 5	32.92	19.96	7.78	-4.92	-19.11	-43.08

主桁の施工開始からクリープ・乾燥収縮が終了する（ｔ＝∞）までの支承変形量累計および橋体完成後の温度変化による支承変形量の累計を表－4.1.24に示す。表中でのSTEP５欄の数値が、プレストレス、クリープおよび乾燥収縮による支承変形量の全量であり、支承の初期変形量となる。なお、変形量算定用の温度変化は±20℃である。

表－4.1.24　支承変形量の累計

（mm）

施工段階	P1	P2	P3	P4	P5	P6
STEP 1	6.92	-2.52				
STEP 2	12.13	0.90	-5.32			
STEP 3	16.57	4.34	-3.35	-7.02		
STEP 4	20.69	7.49	-1.03	-6.05	-7.94	
STEP 5	53.61	27.45	6.75	-10.97	-27.05	-43.08
温度変化	± 18.08	± 10.30	± 3.36	± 3.50	± 10.34	± 17.56

4.1.5　震度法による設計照査

(1) 断面力と変位の算定

i)　静的フレーム法による固有周期の算定

固有周期は図－4.1.4に示した骨組構造モデルを用いて、静的フレーム法にて求めた。このとき基礎地盤のバネは固有周期算定用バネである。

固有周期算定結果を表－4.1.25に示す。 Wは質点重量、ｕは各質点重量を慣性力作用方向に作用させた場合の各質点位置での変位である。

表－4.1.25　静的フレーム法による固有周期算定結果

節点	W (tf)	U (m)	W・U (tf・m)	W・U² (tf・m²)	
1	258.004	0.15728	40.579	6.38230	
2	516.008	0.15744	81.238	12.78977	
3	516.008	0.15712	81.076	12.73890	
4	516.008	0.15732	81.178	12.77071	
5	516.008	0.15705	81.037	12.72644	
6	516.008	0.15721	81.124	12.75384	
7	516.008	0.15691	80.969	12.70521	
8	516.008	0.15721	81.120	12.75262	
9	516.008	0.15703	81.029	12.72400	
10	516.008	0.15739	81.213	12.78190	
11	258.004	0.15728	40.578	6.38185	
13	55.125	0.05736	3.162	0.18136	
15	107.188	0.03480	3.730	0.12982	
17	282.506	0.01479	4.177	0.06177	
20	110.250	0.07465	8.230	0.61434	
22	251.125	0.04318	10.844	0.46828	
24	565.012	0.01677	9.476	0.15892	$\Sigma W \cdot U = 956.818$ $\Sigma W \cdot U^2 = 133.68892$
27	110.250	0.08622	9.506	0.81962	
29	287.875	0.04825	13.889	0.67009	$\delta = \frac{\Sigma W \cdot U^2}{\Sigma W \cdot U}$ $= 0.140$ (m)
31	565.012	0.01711	9.669	0.16545	
34	110.250	0.06873	7.577	0.52073	
36	324.625	0.03414	11.083	0.37841	
38	757.387	0.01108	8.389	0.09293	
41	110.250	0.08015	8.836	0.70816	$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta}$ $= 0.751$ (s)
43	361.375	0.03848	13.906	0.53514	
45	757.387	0.01126	8.531	0.09609	
48	55.125	0.07398	4.078	0.30173	
50	199.063	0.03500	6.968	0.24391	
52	378.694	0.00957	3.625	0.03471	

ii)　設計水平震度

免震設計における震度法レベルでの設計水平震度は次式で与えられる。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0}$$

ここに、

c_Z：地域別補正係数　　(＝1.0)，　　c_T　：固有周期別補正係数

c_G：地盤別補正係数　　(＝1.0)，　　c_E　：エネルギー吸収特性に基づく補正係数

c_I：重要度別補正係数　(＝1.0)，　　k_{h0}：標準設計水平震度　(＝0.2)

c_T は、Ⅱ種地盤に対する値より、$c_T = 1.25$ $(0.2 \leqq T = 0.751\text{sec} \leqq 1.3)$ となる。

免震支承のエネルギー吸収特性に基づく補正係数 c_E を決定するには、橋の減衰定数を求める必要がある。橋の減衰定数は次式により算定する。計算結果を表－4.1.26に示す。

$$h = \frac{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + \frac{h_{Pi} K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{h_{Fui} K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{h_F \theta_i H^2 K_{Bi}}{K_F \theta_i} \right)}{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} H^2}{K_F \theta_i} \right)}$$

表－4.1.26　震度法レベルでの橋の減衰定数

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	減衰定数
支承の等価減衰定数　h_{Bi}	0.259	0.239	0.217	0.238	0.217	0.247	
橋脚の等価減衰定数　h_{Pi}	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
基礎の併進の減衰定数 h_{Fai}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
基礎の回転の減衰定数 h_{Foi}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
支承の等価剛性　K_{Bi} (tf/m)	4 506	14 045	15 534	14 098	15 534	4 874	h= 0.179
橋脚の等価剛性　K_{Pi} (tf/m)	64 327	88 380	63 305	46 886	35 687	13 895	
基礎の併進のバネ定数 K_{Fai} (tf/m)	203 300	406 600	406 600	542 100	542 100	271 300	
基礎の回転のバネ定数 K_{Foi} (tf/rad)	2 840 000	5 694 000	5 694 000	11 950 000	11 950 000	5 976 000	
免震支承の設計変位　u_{Bi} (m)	0.0220	0.0180	0.0157	0.0179	0.0157	0.0198	
慣性力の作用位置　H (m)	9.000	10.200	11.400	12.600	13.800	15.000	

以上の結果より、免震支承のエネルギー吸収特性に基づく補正係数の値は $c_E=0.9$ である。
したがって、設計水平震度 k_h は以下の通りとなる。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0}$$
$$= 1.0\times1.0\times1.0\times1.25\times0.9\times0.2 = 0.23$$

iii)　支承変形量および橋脚断面力の集計

震度法レベル地震による上部工変位および支承変形量を表－4.1.27に示す。

表－4.1.27　震度法レベルでの上部工変位および支承変形量

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
上部工変位 U_r (cm)	3.61					
支承変位量 U_B (cm)	2.19	1.76	1.48	1.91	1.63	1.80

橋脚下端に作用する断面力を表－4.1.28に示す。端部橋脚については、隣接した同等の構造があるものとして主桁の収縮に起因する断面力は打ち消し合うものと見なした。

表－4.1.28　橋脚下端断面力の集計

	P1			P2			P3		
	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)
自　重	0	1194	0	0	1495	0	0	1409	0
PS.CR.SH	0	0	0	566	0	56	156	0	14
活　荷　重	0	280	0	0	270	0	0	270	0
温度変化	0	0	0	± 106	0	± 10	± 39	0	± 3
0.2・Qd	0	0	0	± 262	0	± 26	± 293	0	± 26
地震慣性力	±2154	0	± 272	±2998	0	± 331	±3205	0	± 322
組合せ荷重									
常　時	0	1474	0	828	1765	82	449	1679	40
温度時	0	1474	0	934	1765	92	488	1679	43
地震時	2154	1194	272	3564	1495	387	3361	1409	336

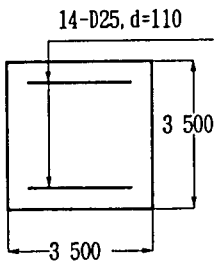
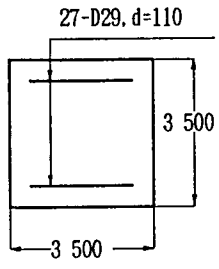
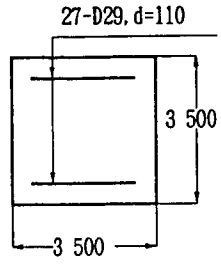
	P4			P5			P6		
	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)
自　重	0	1448	0	0	1605	0	0	1378	0
PS.CR.SH	-280	0	-22	-756	0	-55	0	0	0
活　荷　重	0	270	0	0	270	0	0	280	0
温度変化	± 45	0	± 4	± 145	0	± 11	0	0	0
0.2・Qd	± 323	0	± 26	± 354	0	± 26	0	0	0
地震慣性力	±4077	0	± 369	±4318	0	± 362	±3583	0	± 292
組合せ荷重									
常　時	-603	1718	-48	-1110	1875	-81	0	1658	0
温度時	-648	1718	-52	-1255	1875	-92	0	1658	0
地震時	-4357	1448	-391	-5074	1605	-417	3583	1378	292

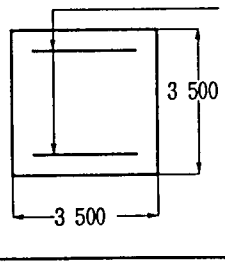
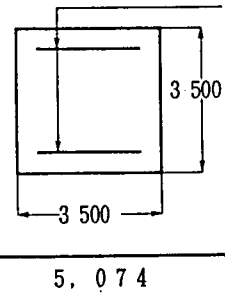
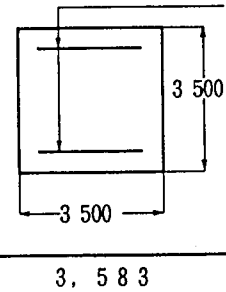
(2) 橋脚断面の応力度照度

橋脚については柱部のみ検討を行った。表－4.1.28に示すように橋脚下端断面が応力的に最も厳しくなるのは、明らかに地震時である。よって地震時での橋脚下端応力度より鉄筋量を検討した。

応力度の検討結果を表－4.1.29に示す。

表－4.1.29　橋脚下端の応力計算結果

橋脚		P 1 橋脚	P 2 橋脚	P 3 橋脚
断面形状および鉄筋配置				
断面力	M (tf・m)	2，154	3，564	3，361
	N (tf)	1，194	1，495	1，409
	S (tf)	272	387	336
応力度	σc (kgf/cm²)	68	90	85
	σs (kgf/cm²)	2，212	2，766	2，610
	τm (kgf/cm²)	2．3	3．3	2．8
許容応力度	σca(kgf/cm²)	120	120	120
	σsa(kgf/cm²)	3，000	3，000	3，000
	τa (kgf/cm²)	5．9	5．9	5．9

橋脚		P 4 橋脚	P 5 橋脚	P 6 橋脚
断面形状および鉄筋配置				
断面力	M (tf・m)	4，357	5，074	3，583
	N (tf)	1，448	1，605	1，378
	S (tf)	391	417	292
応力度	σc (kgf/cm²)	97	101	84
	σs (kgf/cm²)	2，908	2，736	2，518
	τm (kgf/cm²)	3．3	3．6	2．5
許容応力度	σca(kgf/cm²)	120	120	120
	σsa(kgf/cm²)	3，000	3，000	3，000
	τa (kgf/cm²)	5．9	5．9	5．9

(3) 免震支承の照査

(1)で算出した免震装置に生じる変位u_Dは、免震装置の初期設定で定めた免震装置の設計変位u_Bに対して、次式を満足していなければならない。

$$|u_D - u_B| / u_B \leq 0.10$$

表－4.1.30に示すように、すべての橋脚の免震支承において上式の関係が満足されている。

表－4.1.30　免震支承の震度法レベル地震時での設計変位量の照査

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
支承の設計変位 u_B (cm)	2.20	1.76	1.52	1.86	1.65	1.77
支承に生じる変位 u_D (cm)	2.19	1.76	1.48	1.91	1.63	1.80
変位の照査 $\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.005	0.	0.026	0.027	0.012	0.017

4.1.6　地震時保有水平耐力法による照査

(1) 橋脚の地震時保有水平耐力の照査

震度法により設定された橋脚断面に対して、地震時保有水平耐力の照査を行う。

「道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編」では、橋全体を個々の橋脚とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割して照査を行うものとしている。しかし、本設計では、各橋脚で設定されている免震支承・下部構造に大きな差異が無いこと、橋脚の耐力の照査とともに保有水平耐力法レベルでの上部工変位・支承変形量を求める必要があることから、等価固有周期および橋の減衰定数については、震度法と同様に橋全体をひとつの振動単位として算出した。なお、このときの各橋脚の剛性は、各々の降伏時耐力・変位から逆算した等価な剛性値を用いている。表－4.1.31に静的フレーム法による等価固有周期の算定結果を、また表－4.1.32に橋の減衰定数の算定結果を示す。

表－4.1.31　静的フレーム法による固有周期算定結果（保有水平耐力法レベル）

節点	W (tf)	U (m)	W・U(tf・m)	W・U²(tf・m²)	
1	258.004	0.60089	155.032	93.15715	
2	516.008	0.60106	310.150	186.41738	
3	516.008	0.60075	309.994	186.22962	
4	516.008	0.60100	310.118	186.37952	
5	516.008	0.60077	310.001	186.23861	
6	516.008	0.60104	310.143	186.40893	
7	516.008	0.60085	310.042	186.28840	
8	516.008	0.60118	310.214	186.49440	
9	516.008	0.60104	320.143	186.40951	
10	516.008	0.60140	310.326	186.62956	
11	258.004	0.60128	155.134	93.27930	
13	55.125	0.06397	3.527	0.22560	
15	107.188	0.03677	3.941	0.14491	
17	282.506	0.01505	4.251	0.06398	
20	110.250	0.09919	10.936	1.08469	
22	251.125	0.04989	12.529	0.62511	
24	565.012	0.01719	9.709	0.16685	
27	110.250	0.12162	13.409	1.63079	
29	287.875	0.05851	16.844	0.98557	
31	565.012	0.01718	10.095	0.18036	
34	110.250	0.10738	11.838	1.27112	
36	324.625	0.04361	14.157	0.61736	
38	757.387	0.01063	8.053	0.08564	
41	110.250	0.12690	13.990	1.77535	
43	361.375	0.05057	18.273	0.92399	
45	757.387	0.01097	8.307	0.09111	
48	55.125	0.13100	7.221	0.94592	
50	199.063	0.05079	10.109	0.51340	
52	378.694	0.00961	3.638	0.03495	

$\Sigma W \cdot U = 3282.125$

$\Sigma W \cdot U^2 = 1875.29909$

$$\delta = \frac{\Sigma W \cdot U^2}{\Sigma W \cdot U} = 0.571\ (\mathrm{m})$$

$$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta} = 1.519\ (\mathrm{s})$$

表－4.1.32　保有水平耐力法レベルでの橋の減衰定数

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	減衰定数
支承の等価減衰定数　h_{Bi}	0.164	0.166	0.168	0.166	0.168	0.166	
橋脚の等価減衰定数　h_{Pi}	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
基礎の併進の減衰定数h_{Fui}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
基礎の回転の減衰定数$h_{F\theta i}$	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
支承の等価剛性　K_{Bi} (tf/m)	830	2 266	2 281	2 266	2 282	835	h= 0.153
橋脚の等価剛性　K_{Pi} (tf/m)	35 385	31 370	22 420	17 117	13 876	4 971	
基礎の併進のバネ定数K_{Fui} (tf/m)	203 300	406 600	406 600	542 100	542 100	271 300	
基礎の回転のバネ定数$K_{F\theta i}$(tf/rad)	2 840 000	5 694 000	5 694 000	11 950 000	11 950 000	5 976 000	
免震支承の設計変位　u_{Bi} (m)	0.3002	0.2891	0.2830	0.2889	0.2829	0.2943	
慣性力の作用位置　H (m)	9.000	10.200	11.400	12.600	13.800	15.000	

地震時保有水平耐力の照査結果を表－4.1.33に示す。個々の橋脚が支持する上部構造重量は、橋脚の降伏時剛性を考慮した慣性力の分担率によっている。また、帯鉄筋として、「道路橋示方書Ⅳ　下部構造編」に示されている柱とフーチングの接合部の目安値を参考にD22を125mm間隔で配置した。

表－4.1.33　橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
ひびわれ時	耐力P_c (tf)	312	293	263	243	231	202
	変位δ_c (cm)	0.236	0.311	0.389	0.475	0.581	0.670
降伏時	耐力P_y (tf)	344	483	433	457	486	372
	変位δ_y (cm)	0.485	1.539	1.931	2.667	3.502	3.741
終局時	耐力P_u (tf)	400	590	529	547	576	458
	変位δ_u (cm)	8.254	9.911	12.439	14.544	16.424	21.318
せん断耐力P_s (tf)		1 019	1 019	1 019	1 019	1 019	1 019
破壊形態の判定		曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行
地震時保有水平耐力P_a (tf)		381	554	497	517	546	429
許容塑性率 μ		11.667	4.627	4.629	3.969	3.460	4.133
等価固有周期T_{EQ} (s)		1.519 ($\therefore c_R = 0.85$)					
橋の減衰定数h		0.153 ($\therefore c_E = 0.70$)					
設計水平震度k_{hc}		0.60 ($=c_Z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot 0.7 \cdot 1.0$)					
等価設計水平震度k_{he}		0.13	0.21	0.21	0.23	0.25	0.22
上部工重量W_U (tf)		857	1 099	1 063	1 094	1 063	836
橋脚重量W_P (tf)		325	361	398	435	472	508
安全性照査の等価重量W(tf)		1 019	1 280	1 262	1 311	1 299	1 090
$k_{he} \times W$ (tf)		132	269	265	302	325	240
照査$P_a \geq k_{he} \cdot W$		OK	OK	OK	OK	OK	OK

(2) 変形量の算定

保有水平耐力法レベルにおける上部工変位および免震支承変形量は、全体骨組構造モデルにより算定した。算定結果を表－4.1.34に示す。

表－4.1.34　保有水平耐力法レベルでの上部工変位および支承変形量

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
上部工変位U_r (cm)	36.06					
支承変位量U_B (cm)	31.87	29.53	28.10	29.00	27.79	27.58

(3) 免震支承の照査

(1)で算出した免震装置に生じる変位u_Dは、免震装置の初期設定で定めた免震装置の設計変位u_Bに対して、次式を満足していなければならない。

$$|u_D - u_B| / u_B \leqq 0.10$$

表－4.1.35に示すように、すべての橋脚の免震支承において上式の関係が満足されている。

表－4.1.35　免震支承の地震時保有水平耐力レベル地震時での設計変位量の照査

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
支承の設計変位 u_B (cm)	30.06	28.81	28.13	29.14	25.50	28.89
支承に生じる変位 u_D (cm)	31.87	29.53	28.10	29.00	27.79	27.58
変位の照査 $\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.060	0.025	0.001	0.005	0.090	0.045

4.1.7　構造細目

Ｐ１およびＰ６の隣には同様な５径間連続の免震橋が架かっていると仮定する。つまり、架け違い橋脚のＰ１橋脚上には、Ｐ１橋脚の免震支承とＰ６橋脚と同じ免震支承とが設置されているものとする。

伸縮装置には鋼製フィンガージョイントを、落橋防止装置には桁間連結方式のＰＣ鋼棒を設置するものとする。また、橋軸方向のみ免震化するので、橋軸直角方向に対しては水平支承タイプの移動制限装置を設けて、桁の変位を制御するものとする。

(1) 主要構造物の遊間の設定

主要構造物の遊間(桁遊間)は、表－4.1.36に示す道路橋伸縮装置便覧にしたがって桁の伸縮量により設定するものとする。従来の設計では、地震時の移動量は考慮する必要がなかったが、免震橋ではこれを考慮するものとしている。よって、温度変化時(従来の方法)と震度法レベルの地震による桁の伸縮量を比較し、その大きい方を主要構造物の遊間とする。

i)　温度変化時

温度変化時の桁の伸縮量$\triangle L_t$を、道路橋伸縮装置便覧の簡易計算法にしたがって求める。

$$\triangle L_t = (0.44+0.6\beta)\cdot \ell = (0.44+0.6\times 0.5)\times(197.5/2) = 73 \text{ mm}$$

ここで、ℓ：伸縮けた長（m）、β：低減係数で0.5とする。

よって、桁が２連連続している架け違い部橋脚上での桁遊間S_{Bt}は、以下のようになる。

$$S_{Bt} = 73\text{mm}\times 2 = 146 \text{ mm}$$

ii)　地震時

震度法レベルの地震による桁の橋軸方向移動量は、Ｐ１側で$u_{BP1}=\pm 37$mm、Ｐ６側で$u_{BP6}=\pm 37$ mmであるので、震度法レベルの地震による遊間S_{Be}は以下のとおりである。なお、クリープ・乾燥収縮は考慮しないものとする。

$$S_{Be} = 100+\sqrt{u_{BP1}^2 + u_{BP6}^2} = 100+\sqrt{37^2+37^2} = 152 \text{ mm}$$

iii)　桁遊間

震度法レベルの地震による桁の移動量は、温度変化時の遊間に十分吸収される。したがって、桁遊間S_Bを、$S_B = S_{Bt} = 152$mm → 160mm に設定する。

表－4.1.36　伸縮量の算出（道路橋伸縮装置便覧より）　　単位：mm

橋　種		鋼　橋	鉄筋コンクリート橋	ＰＣ橋
温度変化		-10℃ ～ +40℃	-5℃ ～ +35℃	-5℃ ～ +35℃
伸縮量	温度変化	0.60ℓ	0.40ℓ	0.40ℓ
	乾燥収縮	－	0.2βℓ	0.2βℓ
	クリープ	－	－	0.4βℓ
	余裕量	0.06ℓ	0.04ℓ	0.04ℓ
	合　計	0.66ℓ	(0.44+0.2β)ℓ	(0.44+0.6β)ℓ

ここに、ℓ：伸縮けた長(m)，　β：低減係数

(2) 伸縮装置

伸縮装置はＰ１～Ｐ６の桁が完成した直後に標準温度１５℃で設置するものとし、主桁の移動量の算出は骨組み構造の計算結果により求めるものとする。

i) 移動量の集計

骨組み構造計算より、主桁の移動量は表－4.1.37のとおりである。

① 温度変化による移動量（標準温度15℃から±20℃の温度変化による伸縮量）

Ｐ１側 ： $\triangle \ell_{tP1} = \pm 20$mm、 Ｐ６側 ： $\triangle \ell_{tP6} = \pm 20$mm

合計 ： $\triangle \ell_t = \pm 40$mm

② クリープ・乾燥収縮による移動量

Ｐ１側 ： $\triangle \ell_{cP1} = 36 - 5 = 31$ mm、 Ｐ６側 ： $\triangle \ell_{cP6} = 48$ mm

合計 ： $\triangle \ell_c = 31 + 48 = 79$ mm → 80 mm

③ 余裕量

「道路橋伸縮装置便覧」にしたがって、伸縮けた長の４％とする。

$\triangle \ell_y = 0.04 \cdot \ell = 0.04 \times (197.5/2) = 4$ mm

④ 震度法レベルの地震による移動量

Ｐ１側：$\triangle \ell_{eP1} = \pm 37$ mm、 Ｐ６側：$\triangle \ell_{eP6} = \pm 37$ mm

合計：$\triangle \ell_e = \pm\sqrt{37^2+37^2} = \pm 52$ mm

ii) 設計移動量の算出

① 常時 装置の伸び量 $\triangle \ell_1 = \triangle \ell_t + \triangle \ell_y + \triangle \ell_c = 40 + 4 + 80 = 124$ mm → 125 mm

装置の縮み量 $\triangle \ell_2 = \triangle \ell_t + \triangle \ell_y = 40 + 4 = 44$ mm → 45 mm

② 地震時 装置の伸び量 $\triangle \ell_{e1} = \triangle \ell_e + \triangle \ell_y = 52 + 4 = 56$ mm → 60 mm

装置の縮み量 $\triangle \ell_{e2} = \triangle \ell_e + \triangle \ell_y = 52 + 4 = 56$ mm → 60 mm

③ 設計移動量 $\triangle \ell = \mathrm{MAX}(\triangle \ell_1, \triangle \ell_{e1}) + \mathrm{MAX}(\triangle \ell_2, \triangle \ell_{e2})$

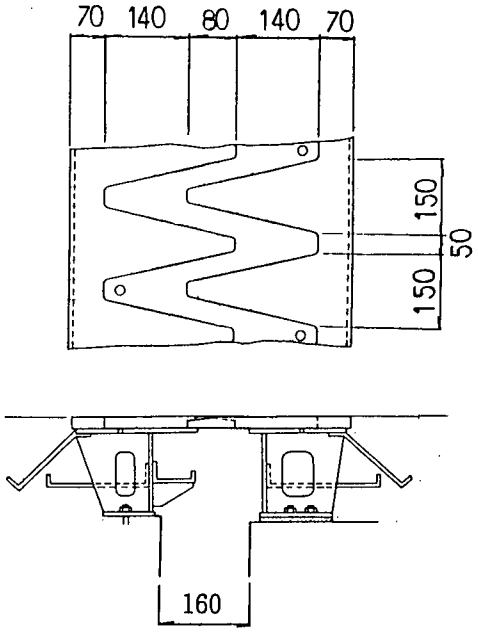
$= \triangle \ell_1 + \triangle \ell_{e2} = 125 + 60 = 185$ mm とする。

表－4.1.37 主桁移動量の集計 単位：mm

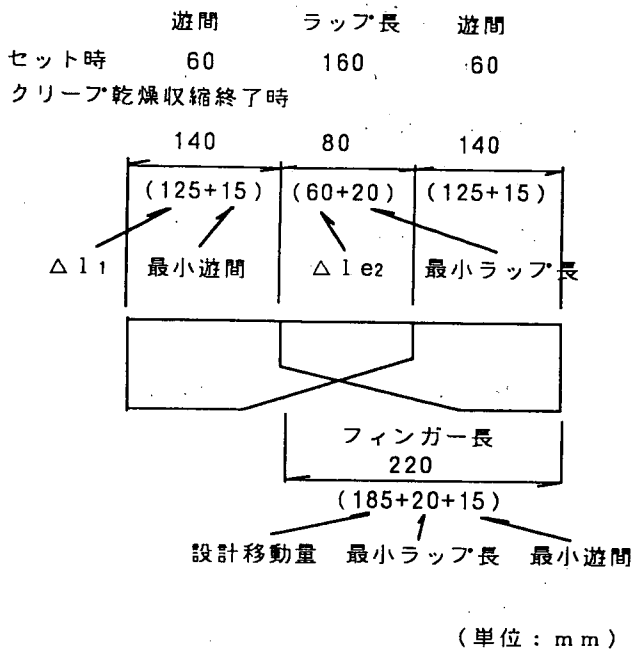
荷重		Ｐ１	Ｐ２	Ｐ３	Ｐ４	Ｐ５	Ｐ６
クリープ乾燥収縮	ＳＴＥＰ１	+7.5	-2.9	－	－	－	－
	ＳＴＥＰ２	+5.7	+3.9	-6.2	－	－	－
	ＳＴＥＰ３	+4.8	+3.9	+2.3	-7.8	－	－
	ＳＴＥＰ４	+4.5	+3.6	+2.7	+1.1	-9.0	－
	ＳＴＥＰ５	+35.8	+22.8	+9.1	-5.5	-21.7	-48.2
温度変化（±２０℃）		±19.6	±11.8	±3.9	±3.9	±11.7	±19.6
地震の影響	震度法	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9
	保有水平耐力法	±488.4	±488.3	±488.3	±488.4	±488.5	±488.7

iii) 施工時のセット

フィンガーの最小ラップ長を20mm、フィンガーの最小遊間を15mmとする。伸縮装置の基本寸法を図－4.1.7のように設定する。また、図－4.1.8に伸縮装置の概要図を示す。



図－4.1.7 伸縮装置の基本寸法

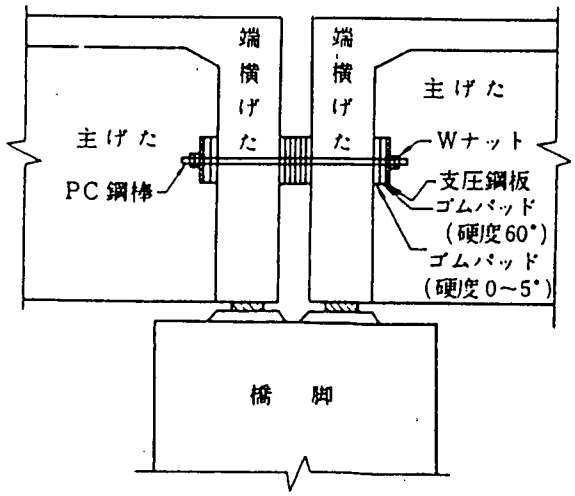


図－4.1.8 伸縮装置の概要図
（標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了時）

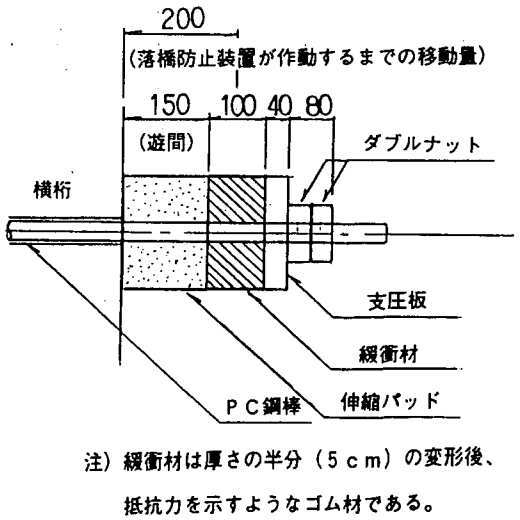
(3) 落橋防止装置

i) 使用タイプ

今回の設計では、架け違い部橋脚上において、主桁どうしを相互に連結する構造の落橋防止装置を用いることとする。具体的には、図－4.1.9に示すようにＰＣ鋼棒を用いるものとする。



図－4.1.9 落橋防止装置の使用タイプ



注）緩衝材は厚さの半分（５ｃｍ）の変形後、抵抗力を示すようなゴム材である。

図－4.1.10 落橋防止装置の遊間

ii) 耐荷力

落橋防止装置の耐荷力は、該当する支承の鉛直死荷重反力に相当する量以上とする。端橋脚死荷重反力を、W_d=400tfとして設計する。

ＰＣ鋼棒として、φ32mm（Ｂ種２号）を６本使用するとすれば、鋼材降伏時の耐荷力Ｐは次のとおりであり、死荷重反力以上となる。

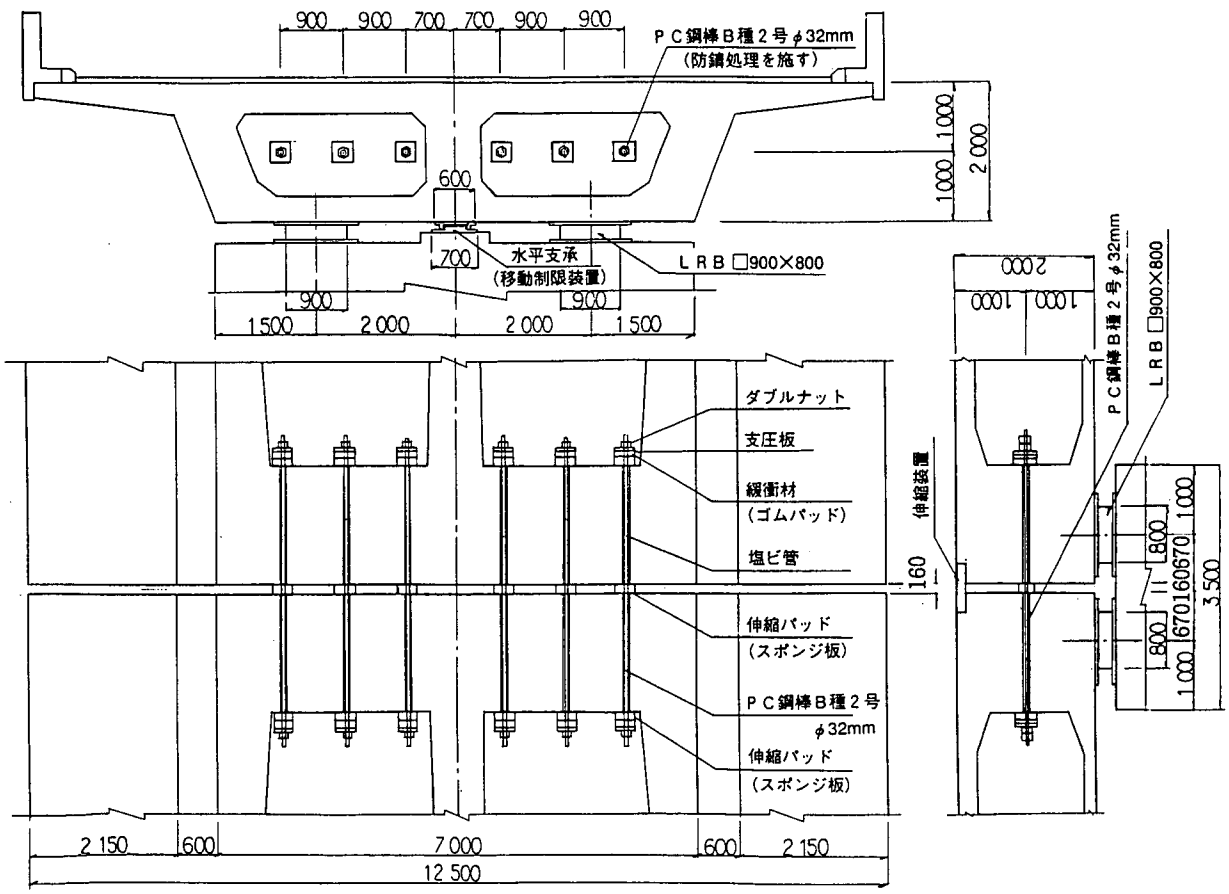
$$P = 95kgf/mm^2 \times 804.2mm^2 \times 6本 = 458 \times 10^3 kgf = 458tf > W_d = 400tf$$

iii) 落橋防止装置が作動するまでの移動量

落橋防止装置が作動するまでの移動量u_xは、震度法レベルの地震による桁の移動量と保有水平耐力法レベルの地震による桁の移動量の平均とする。

$$u_x = (\sqrt{37^2+37^2} + \sqrt{489^2+489^2}) / 2 = 372mm \rightarrow 400mm$$

よって、片側の落橋防止装置の遊間は図－4.1.10のように緩衝材の変形まで考慮して設定する。また、図－4.1.11に落橋防止装置とあわせて架け違い部の概要図を示す。



図－4.1.11　架け違い部の構造細目

(4) 移動制限装置

橋軸方向のみの1方向免震構造とするため、橋軸直角方向は、移動制限装置により主桁変位を制御し、非免震構造とする。具体的には、図－4.1.12に示すように2個配置した免震装置の間の桁下空間に水平支承タイプの移動制限装置を設置する。

移動制限装置の設計に用いる水平力H_sは、道路橋示方書の規定どおり次式により求める。

$$H_s = 1.5 \cdot k_h \cdot R_d$$

ここに、

H_s ： 移動制限装置の設計水平力

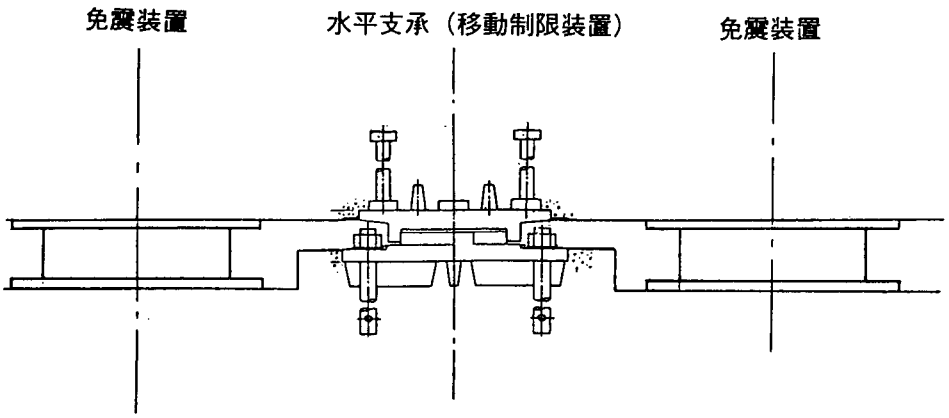
k_h ： 震度法レベルでの設計水平震度

R_d ： 死荷重による鉛直反力

表－4.1.38に設計水平力H_sの算出結果を示す。

表－4.1.38 設計水平力H_s

位 置	R_d	k_h	H_s	支承タイプ
P1、P6	400tf	0.23	138tf	150tf沓
P2、P5	1160tf	0.23	400tf	400tf沓
P3、P4	1020tf	0.23	352tf	400tf沓



図－4.1.12 移動制限装置

4.1.8　動的解析による検討

(1) 橋軸方向地震時の解析結果

i)　解析条件

動的解析の解析条件を表－4.1.39に示す。

表－4.1.39　動的解析の解析条件

解析手法	モード解析による応答スペクトル法（線形解析）
減衰の考え方	ひずみエネルギー比例減衰
構造要素の減衰定数*	上部構造　3％ 下部構造　5％ 基礎構造　10％
スペクトル曲線	道路橋の免震設計マニュアル（案）による標準加速度応答スペクトル
応答解析手法	二乗和平方根（R.M.S.）
応答解析次数	有効質量の95％まで
振動方向	水平振動のみに着目

ii)　固有値解析結果

固有値解析結果一覧を表－4.1.40に、また、各モードごとの有効質量比を図－4.1.13に示す。

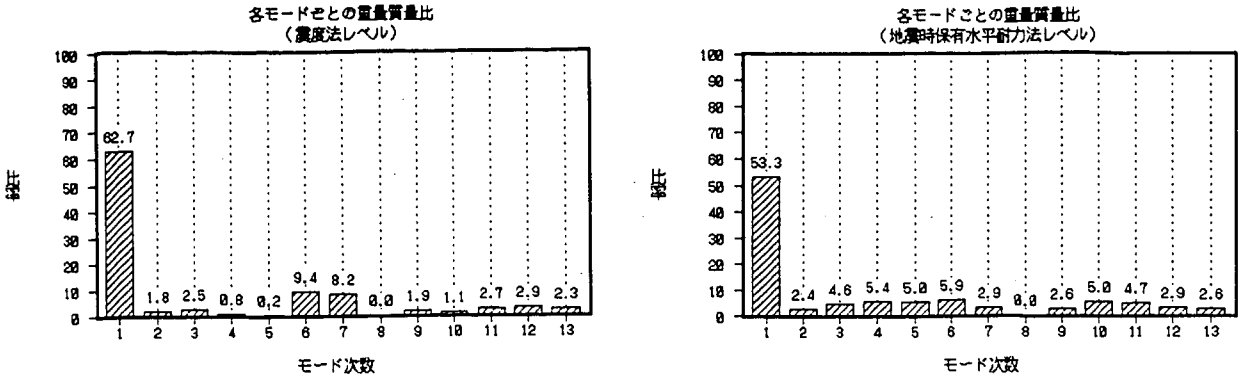
表－4.1.40　固有値解析結果一覧表

震度法レベル

ﾓｰﾄﾞ次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担比率 主桁	橋脚	基礎	支承 合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	モード減衰h (%)
1	0.761	25.970	62.7	0.1	16.6	32.2	51.2	5.8	10.6	8.6	12.1	10.0	4.1	16.00
2	0.184	4.447	1.8	2.2	11.0	53.3	33.6	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	33.3	14.20
3	0.168	5.150	2.5	2.9	2.2	52.2	42.6	0.0	0.1	40.9	0.0	1.2	0.4	14.69
4	0.165	2.924	0.8	9.6	3.1	59.3	28.1	7.1	14.1	1.9	0.1	4.4	0.5	13.09
5	0.163	1.395	0.2	0.6	2.1	66.8	30.5	17.0	12.9	0.1	0.0	0.5	0.0	14.42
6	0.159	10.040	9.4	1.0	5.7	53.2	40.1	1.0	7.9	1.3	0.4	29.5	0.0	14.55
7	0.153	9.374	8.2	0.9	6.9	57.6	34.5	0.2	0.9	0.2	33.1	0.1	0.0	14.35
8	0.133	-0.694	0.0	81.5	0.3	5.3	12.9	1.5	4.0	0.6	0.7	4.8	1.3	6.00
9	0.074	-4.551	1.9	0.9	37.1	56.9	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	8.83
10	0.070	-3.485	1.1	42.7	20.4	32.7	4.1	0.1	0.0	0.1	0.0	3.7	0.2	6.49
11	0.070	-5.412	2.7	51.9	16.5	26.6	4.9	0.1	0.0	0.1	0.0	4.4	0.3	6.13
12	0.066	5.620	2.9	2.6	34.8	55.6	6.9	0.0	0.0	0.0	6.9	0.0	0.0	9.04
13	0.062	-4.988	2.3	0.5	29.7	63.4	6.4	0.0	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0	9.23

地震時保有水平耐力法レベル

ﾓｰﾄﾞ次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担比率 主桁	橋脚	基礎	支承 合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	モード減衰h (%)
1	1.526	23.590	53.3	0.0	9.7	7.5	82.7	7.7	18.1	16.8	17.6	16.4	6.1	15.02
2	0.260	5.120	2.4	0.1	42.6	40.4	16.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.9	8.98
3	0.231	7.009	4.6	0.0	17.4	65.9	16.7	0.0	0.0	16.7	0.0	0.0	0.0	10.26
4	0.227	7.611	5.4	0.1	36.6	45.8	17.4	0.0	0.0	0.0	0.0	17.4	0.0	9.35
5	0.210	7.309	5.0	0.1	14.9	71.5	13.5	0.0	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0	10.14
6	0.207	7.956	5.9	0.0	35.0	50.3	14.7	0.0	0.0	0.0	14.7	0.0	0.0	9.22
7	0.190	5.631	2.9	0.1	9.5	82.9	7.5	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.00
8	0.138	-0.029	0.0	98.8	0.0	0.1	1.0	0.2	0.3	0.0	0.0	0.3	0.2	3.15
9	0.093	5.295	2.6	0.0	39.8	58.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	8.10
10	0.086	7.325	5.0	0.0	38.7	59.8	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	8.17
11	0.082	7.142	4.7	0.0	38.9	59.7	1.4	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	8.15
12	0.078	5.602	2.9	0.0	46.5	51.9	1.5	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	7.77
13	0.072	5.294	2.6	0.1	45.5	53.1	1.3	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	7.81

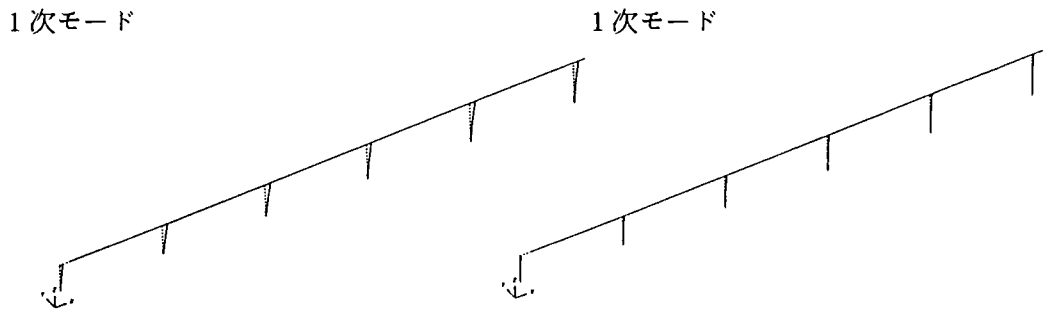


（震度法レベル）　　（地震時保有水平耐力法レベル）

図－4.1.13　各モードごとの重量質量比

図－4.1.13を見てもわかるように、１次モードにおける有効質量比は震度法レベルでは62.7％、地震時保有水平耐力法レベルでは53.3％といずれも50％を越えている。しかしながら２次モード以降では有効質量比は、10％を越えるものはなく、応答は、ほぼ１次モードに支配されている。

（震度法レベル）　　（地震時保有水平耐力法レベル）



図－4.1.14　振動モード図

以下に支配的な１次モードでの特性を述べる。図－4.1.14の振動モード図（１次）からもわかるように震度法レベル、地震時保有水平耐力法レベルともに１次モードは橋軸方向の支承の変形モードであり、全支承の変形が他の構造要素の変形より卓越している。つまり、免震支承の変形で運動エネルギーが吸収され、橋脚などへのエネルギー伝達が低減されていることがわかる。免震支承の剛性は、本解析の場合、地震時保有水平耐力法レベルで震度法レベルの約６倍に設定されているが、これは免震支承のエネルギー分担比率にも影響を与えている。１次モードでの免震支承のエネルギー分担比率は、震度法レベルでは51.2％、地震時保有水平耐力法レベルでは82.7％とかなりの差がある。これはモード減衰にも影響を及ぼしており、震度法レベルでは支承の減衰が平均23.6％なのに対しモード減衰は16.0％、地震時保有水平耐力法レベルでは支承の減衰が平均16.6％なのに対しモード減衰は15.0％となっており、免震支承の剛性がモード減衰に与える影響は以外と大きい。また、本解析では基礎の減衰定数を10％に設定しているが、震度法レベルでは基礎のエネルギー分担比率が32.2％と比較的大きく出ており、基礎の影響も無視できない。

iii) 応答解析結果

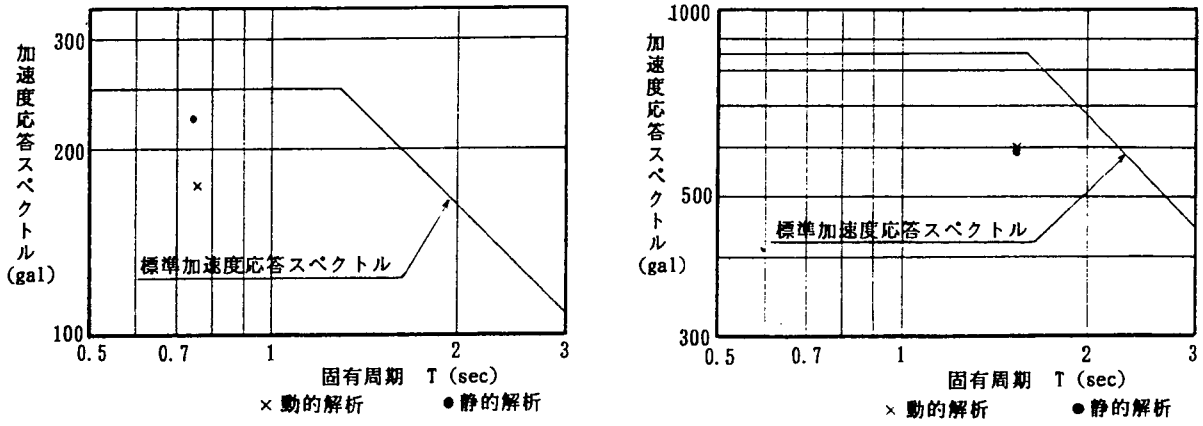
固有値解析結果より応答は1次モードが支配的であるので1次モードにおける応答値を表－4.1.41および図－4.1.15に示す。

表－4.1.41　1次モードにおける応答値

地震レベル		震度法	地震時保有水平耐力法
固有周期 T（SEC）	動的解析	0.761	1.526
	静的解析	0.751	1.519
モード減衰定数	動的解析	0.160	0.150
	静的解析	0.179	0.153
減衰による補正係数	動的解析：CD	0.703	0.714
	静的解析：CE	0.900	0.700
加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ S(GAL)	動的解析	176	607
	静的解析 *	225	588
設計震度 Kh	動的解析 **	0.18	0.62
	静的解析	0.23	0.60

* は換算値 Kh×980
**は換算値 S ／980

（震度法レベル）　　（地震時保有水平耐力法レベル）



図－4.1.15　加速度応答スペクトル

本モデルにおける加速度応答スペクトル比（動的／静的）は、震度法レベルで78.1%、地震時保有水平耐力法レベルで102.0%となり、地震時保有水平耐力法レベルにおいて動的解析値が、多少大きくなった。これは減衰による補正係数の算定方法が、動的解析と静的解析で異なるためである。

表－4.1.42に地震力による支承水平反力を示す。地震時保有水平耐力法レベルにおいて静的解析・初期設定よりも動的解析の方が多少大きな値となっている。

表－4.1.42　地震力による支承水平反力

（震度法レベル）

動的解析／静的解析　　（tf）

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	91.0	218.6	206.8	234.3	224.3	80.6
静的解析	98.7	247.6	230.5	268.6	253.7	87.7
動的／静的	0.922	0.883	0.897	0.872	0.884	0.919

動的解析／初期設定　　（tf）

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	91.0	218.6	206.8	234.3	224.3	80.6
初期設定	99.1	252.3	244.4	252.0	244.4	96.3
動的／初期	0.918	0.866	0.846	0.930	0.918	0.837

（地震時保有水平耐力法レベル）

動的解析／静的解析　　（tf）

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	286.9	725.2	700.8	714.6	693.5	256.1
静的解析	264.5	669.1	640.9	657.2	634.1	230.3
動的／静的	1.085	1.084	1.093	1.087	1.094	1.112

動的解析／初期設定　　（tf）

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	286.9	725.2	700.8	714.6	693.5	256.1
初期設定	249.2	655.2	645.6	654.8	645.5	245.9
動的／初期	1.151	1.107	1.086	1.091	1.074	1.041

表－4.1.43に震度法レベルでの地震力による橋脚下端曲げモーメントを示す。いずれも静的解析よりも動的解析の方が小さく、応力的に安全である。

表－4.1.43　地震力による橋脚下端曲げモーメント（震度法レベル）

動的解析／静的解析　　（tf・m）

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	1716.4	2367.2	2546.7	3129.8	3321.3	2657.0
静的解析	2154.2	2997.8	3204.8	4076.5	4317.6	3583.4
動的／静的	0.797	0.790	0.795	0.768	0.769	0.741

表－4.1.44に地震力による水平変位を示す。地震時保有水平耐力法レベルにおいて主桁および支承の水平変位が静的解析よりも動的解析の方が多少大きくなるところがある。

表－4.1.44　地震力による水平変位

（震度法レベル）

(mm)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	主桁	29.2	29.2	29.2	29.2	29.2	29.2
	支承	20.1	15.5	13.2	16.4	14.2	16.2
	橋脚	9.1	13.7	16.0	12.8	15.0	13.0
静的解析	主桁	36.2	36.1	36.1	36.1	36.1	36.2
	支承	21.9	17.6	14.8	19.1	16.3	18.0
	橋脚	14.3	18.5	21.3	17.0	19.8	18.2
動的／静的	主桁	0.807	0.809	0.809	0.809	0.809	0.807
	支承	0.918	0.881	0.892	0.859	0.871	0.900
	橋脚	0.636	0.741	0.751	0.753	0.758	0.714

（地震時保有水平耐力法レベル）

(mm)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	主桁	377.7	377.6	377.7	377.7	377.8	377.9
	支承	343.6	318.4	305.3	313.3	301.6	302.8
	橋脚	34.1	59.2	72.3	64.4	76.2	75.1
静的解析	主桁	360.5	360.5	360.5	360.5	360.6	360.8
	支承	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8
	橋脚	41.8	65.2	79.5	70.5	82.8	85.0
動的／静的	主桁	1.048	1.047	1.047	1.048	1.048	1.047
	支承	1.078	1.078	1.086	1.080	1.086	1.098
	橋脚	0.816	0.908	0.909	0.913	0.920	0.884

表－4.1.45に支承の水平変位の照査結果を示す。静的解析よりも動的解析の方が数値的に大きい部分もあるが、いずれも許容値以下であり、設定した免震支承の安全性が確認された。

表－4.1.45　支承の水平変位の照査

(mm)

橋脚				P1	P2	P3	P4	P5	P6	
支承高 Σte				136	130	130	130	130	136	
荷重	（静的解析）	PS・CR・SH	1	53.6	27.5	6.8	11.0	27.1	43.1	
		TEMP	2	9.0	5.2	1.7	1.8	5.2	8.8	
	動的解析	EQ(L1)	3	20.1	15.5	13.2	16.4	14.2	16.2	
		EQ(L2)	4	343.6	318.4	305.3	313.3	301.3	302.8	
	静的解析	EQ(L1)	5	21.9	17.6	14.8	19.1	16.3	18.0	
		EQ(L2)	6	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8	
荷重組合せ	静的解析	温度変化時	7=1+2	62.6	32.7	8.5	12.8	32.3	51.9	
	動的解析	地震時(L1)	8=1+3	73.7	43.0	20.0	27.4	41.3	59.3	
		地震時(L2)	9=1+4	343.6	318.4	305.3	313.3	301.6	302.8	
	静的解析	地震時(L1)	10=1+5	75.5	45.1	21.6	30.1	43.4	61.1	
		地震時(L2)	11=1+6	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8	
比率	動的／静的	地震時(L1)	8/10	0.976	0.953	0.926	0.910	0.952	0.971	許容値
		地震時(L2)	9/11	1.078	1.078	1.086	1.080	1.086	1.098	
水平変位の照査（比率）	（静的解析）	温度変化時	7/Σte	0.5	0.3	0.1	0.1	0.2	0.4	≦ 0.7
	動的解析	地震時(L1)	8/Σte	0.5	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	≦ 1.5
		地震時(L2)	9/Σte	2.5	2.4	2.3	2.4	2.3	2.2	≦ 2.5
	静的解析	地震時(L1)	10/Σte	0.6	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	≦ 1.5
		地震時(L2)	11/Σte	2.3	2.3	2.2	2.2	2.1	2.0	≦ 2.5

記号の説明　PS・CR・SH：プレストレス・クリープ・乾燥収縮　L1：震度法レベル

TEMP　：温度変化　L2：地震時保有水平耐力レベル

(2) 橋軸直角方向を免震構造とした場合の動的特性について

i) 解析条件

解析条件は表－4.1.46および(1)i)で用いた表－4.1.39に示す通りである。なお、応答解析手法にはC.Q.C.法を一部用いている。

表－4.1.46 橋軸直角方向の解析条件

支承特性	橋軸方向で設定したもの
脚高	橋脚高変化 H=9.5 ～15.0m
	橋脚高一定 H=15.0m
地震レベル	地震時保有水平耐力法レベル

ii) 固有値解析結果

表－4.1.47に固有値解析結果一覧を、また、図－4.1.16に各モードごとの重量質量比を図化したものを示す。

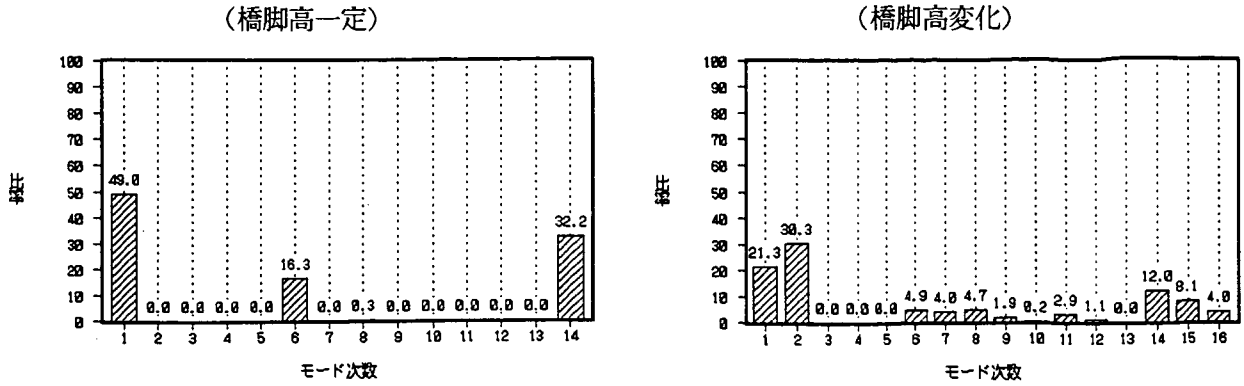
表－4.1.47 固有値解析結果一覧表

橋脚高変化

モード次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担比率 主桁	橋脚	基礎	支承 合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	モード減衰h (%)
1	1.633	15.140	21.3	1.4	14.8	4.0	79.7	3.4	0.5	2.0	13.2	34.5	26.1	11.29
2	1.558	18.070	30.3	0.6	8.3	3.9	87.2	27.0	38.2	16.4	4.7	0.2	0.7	11.44
3	0.956	0.696	0.0	61.2	2.6	1.2	35.1	11.2	0.2	7.5	7.5	0.1	8.6	6.44
4	0.435	-0.025	0.0	90.9	0.6	0.3	8.3	2.2	1.0	1.3	1.2	0.9	1.7	3.81
5	0.234	0.346	0.0	96.5	0.7	0.5	2.4	0.5	0.7	0.2	0.2	0.6	0.2	3.26
6	0.215	7.265	4.9	7.8	47.0	28.8	16.3	0.0	0.0	0.0	0.3	3.4	12.6	7.57
7	0.184	6.539	4.0	11.0	42.5	32.6	13.8	0.0	0.0	0.2	1.8	10.7	1.1	7.48
8	0.166	7.139	4.7	10.1	40.2	37.3	12.5	0.0	0.2	3.3	8.0	1.0	0.0	7.59
9	0.155	-4.483	1.9	14.7	33.0	43.3	9.1	0.0	1.0	6.4	1.7	0.0	0.0	7.54
10	0.145	1.318	0.2	93.2	1.8	2.6	2.2	0.2	0.0	0.7	0.8	0.3	0.2	3.45
11	0.138	5.620	2.9	10.2	29.5	51.7	8.6	0.4	7.6	0.6	0.0	0.0	0.0	8.00
12	0.118	-3.370	1.1	8.5	19.5	58.0	4.0	3.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	8.51
13	0.100	0.089	0.0	99.8	0.0	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	3.02
14	0.081	-11.350	12.0	2.0	14.3	82.7	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.6	9.17
15	0.078	-9.361	8.1	3.7	9.9	85.6	1.0	0.0	0.0	0.1	0.3	0.4	0.2	9.27
16	0.077	-6.533	4.0	4.0	9.5	85.6	0.8	0.0	0.0	0.3	0.3	0.2	0.0	9.27

橋脚高一定

モード次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担比率 主桁	橋脚	基礎	支承 合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	モード減衰h (%)
1	1.669	23.950	49.0	0.2	20.9	4.9	73.9	6.8	15.6	14.5	14.5	15.7	6.8	10.96
2	1.667	0.011	0.0	2.6	15.4	4.0	78.0	19.9	17.3	1.9	1.9	17.2	19.8	11.23
3	0.969	0.598	0.0	63.3	4.0	1.3	31.4	9.1	0.1	6.5	6.5	0.1	9.1	6.25
4	0.436	-0.001	0.0	91.5	1.0	0.4	7.2	1.8	0.8	1.0	1.0	0.8	1.8	3.75
5	0.235	-0.726	0.0	95.7	1.9	1.2	1.2	0.2	0.4	0.0	0.0	0.4	0.2	3.24
6	0.226	13.840	16.3	0.6	49.6	27.1	22.6	2.8	4.6	3.8	3.9	4.7	2.8	8.10
7	0.221	-0.056	0.0	5.6	47.1	27.8	19.6	4.3	5.0	0.6	0.6	4.9	4.2	7.80
8	0.209	-1.741	0.3	12.1	42.5	29.0	16.3	2.6	0.1	5.3	5.5	0.1	2.7	7.48
9	0.200	-0.044	0.0	14.6	41.2	30.2	13.9	2.2	1.6	3.4	3.2	1.5	2.0	7.30
10	0.194	0.523	0.0	16.2	40.0	30.2	13.6	1.4	4.1	0.7	1.0	4.8	1.6	7.24
11	0.194	-0.000	0.0	15.7	41.5	31.3	11.5	0.5	2.6	3.3	2.9	1.9	0.3	7.14
12	0.145	-0.000	0.0	97.7	0.2	0.2	2.0	0.2	0.3	0.5	0.5	0.3	0.2	3.21
13	0.100	-0.072	0.0	99.8	0.0	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	3.02
14	0.083	19.420	32.2	0.0	18.1	80.6	1.3	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.1	9.13

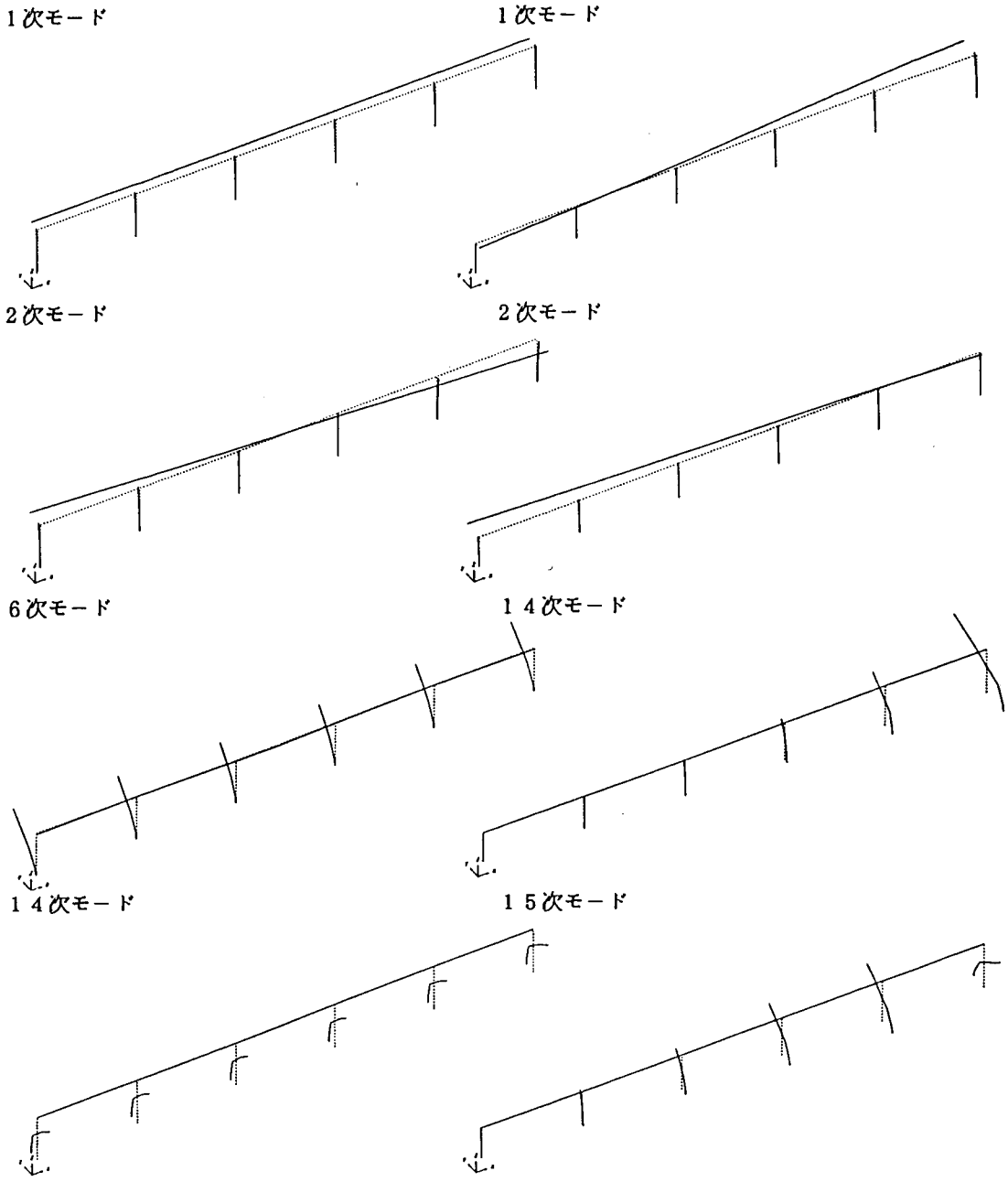


図－4.1.16　各モードごとの重量質量比

表－4.1.47より、橋脚高が一定のケースは１次モードが支配的で、次に１４次、６次モードの影響が大きいと考えられる。一方、橋脚高が変化するケースでは１次と２次の有効質量比率を合成すると５０％以上になるので１次と２次のモードが支配的で、次に１４次のモードの影響が大きいと考えられる。各々のケースで主要な振動モード図を図－4.1.17に示す。

ここで、橋脚高一定のケースと変化のケースの１次、２次モードを比較する。橋脚高一定のケースと変化のケースの１次、２次モードはともに支承の変形モードとなっている。橋脚高が一定のケースでは１次モードは、全支承の変形が橋軸直角方向にほぼ均等に他の構造要素の変形より卓越している主桁並進モードである。２次モードは主桁の鉛直軸回りの回転モードである。しかしながら２次モードは構造的に対称なので振動は実際には起こらず、有効質量比はゼロとなっている。橋脚高が変化するケースでは１次、２次モードとも主桁の鉛直軸回りの回転モードであり、橋脚高一定のケースの１次の並進モードと２次の回転モードが橋脚高変化の影響を受けて連成し、非対称の主桁の鉛直軸回りの回転モードに変化したことがわかる。

（橋脚高一定）　　（橋脚高変化）



図－4.1.17　振動モード図

iii) 応答解析結果

表－4.1.48に地震力による支承水平反力を、表－4.1.49に地震力による変位を示す。いずれも橋脚高変化のモデルで静的解析値より動的解析値の方が大きい値を生じる支承がある。

表－4.1.48 地震力による支承水平反力

（橋脚高一定）

動的解析／静的解析 (tf)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	295.1	741.4	714.8	715.1	742.2	295.6
静的解析	318.2	847.0	821.6	821.5	846.9	318.2
動的／静的	0.927	0.875	0.870	0.870	0.876	0.929

（橋脚高変化）

動的解析／静的解析 (tf)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	445.9	843.5	576.0	518.9	692.1	368.9
静的解析	329.5	838.3	813.9	827.3	836.3	328.0
動的／静的	1.353	1.006	0.708	0.627	0.828	1.125

表－4.1.49 地震力による変位

（橋脚高一定）

(mm)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	主桁	488.8	470.6	457.2	457.3	471.1	489.6
	支承	393.7	364.9	352.6	352.7	365.2	394.3
	橋脚	95.1	105.7	104.6	104.6	105.9	95.3
静的解析	主桁	557.1	537.0	522.6	522.5	536.8	556.8
	支承	429.4	418.5	406.3	406.2	418.4	429.4
	橋脚	127.7	118.5	116.3	116.3	118.4	127.4
動的／静的	主桁	0.877	0.876	0.875	0.875	0.878	0.879
	支承	0.917	0.872	0.868	0.868	0.873	0.918
	橋脚	0.745	0.892	0.899	0.899	0.894	0.748

（橋脚高変化）

(mm)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	主桁	624.4	457.3	326.4	303.2	414.9	587.7
	支承	576.6	397.7	271.0	243.6	324.7	472.0
	橋脚	47.8	59.6	55.4	59.6	90.2	115.7
静的解析	主桁	476.5	481.3	489.0	507.6	537.8	571.4
	支承	426.3	395.6	383.7	390.1	393.7	422.7
	橋脚	50.2	85.7	105.3	117.6	144.0	148.8
動的／静的	主桁	1.310	0.950	0.667	0.597	0.772	1.028
	支承	1.353	1.005	1.706	0.625	0.825	1.117
	橋脚	0.951	0.696	0.526	0.507	0.626	0.778

この結果は動的応答解析をR.M.S.法で行った結果である。R.M.S.法は近接した周期に刺激係数の絶対値が大きく、かつ、主桁形状が反転するようなモードが集まっていると誤差が大きくなりやすい。

本検討では橋脚変化モデルで動的応答解析をC.Q.C.法で再計算を行った。表－4.1.50に地震力による支承水平反力を、表－4.1.51に地震力による変位を示す。

表－4.1.50　地震力による支承水平反力

（橋脚高変化）

動的解析／静的解析　　(tf)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	302.9	756.4	714.3	715.8	744.6	299.2
静的解析	329.5	838.3	813.9	827.3	836.3	328.0
動的／静的	0.919	0.902	0.878	0.865	0.890	0.912

表－4.1.51　地震力による変位

（橋脚高変化）

(mm)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
動的解析	主桁	428.6	413.0	406.3	418.2	449.0	488.6
	支承	399.1	366.8	348.0	349.9	364.4	397.9
	橋脚	29.5	46.2	58.3	68.3	84.6	90.7
静的解析	主桁	476.5	481.3	489.0	507.6	537.8	571.4
	支承	426.3	395.6	383.7	390.1	393.7	422.7
	橋脚	50.2	85.7	105.3	117.6	144.0	148.8
動的／静的	主桁	0.899	0.858	0.831	0.824	0.835	0.855
	支承	0.936	0.927	0.907	0.897	0.925	0.941
	橋脚	0.587	0.539	0.554	0.581	0.587	0.610

いずれも動的解析値よりも静的解析値の方が小さくなり支承の水平反力、水平変位ともに各橋脚上でほぼ均一な値となった。この解析結果より本モデル規模の橋脚高の変化する道路橋の橋軸直角方向の免震化は、橋軸方向と同様に行えることが判明した。

〈民側担当会社〉鹿島建設（株），住友建設（株），三井建設（株），大成建設（株），新構造技術（株）

4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究

4.2.1　平成3年度研究成果の概要

(1) 研究の概要

平成3年度は橋台を有する左右対象の鋼5径間連続箱桁の免震橋を対象として試設計を行いその要約をとりまとめた。下部構造は、Ⅲ種地盤を想定し、杭基礎を有するＲＣ橋脚とした。また、対象地盤をⅢ種としたことから、地盤との動的相互作用の応答解析を行い、軟弱地盤の影響度を検討した。

成果の概要は次の通りである。また、試設計の詳細と過去2ケ年の研究成果の要約を、別途とりまとめられるマニュアル(案)の参考資料に添付した。

(2) 結果の要約

i) 試 設 計

① 免震の方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とした。その結果、反力分散の比率は多少異なるものの当モデルのような左右対象の橋では、二方向免震が可能なことが判った。

② 橋脚および基礎の初期寸法は、震度法レベルでの免震効果として、非免震の場合の設計水平震度の90%を想定し設定した。ただし、脚柱については地震時保有水平耐力の照査も併せて行った。また、反力分散は上部工死荷重反力にほぼ比例するものとして各橋脚の地震時荷重を想定した。

③ 免震装置は、鉛プラグ入りゴム支承を用いた。免震支承は各橋脚に設けることとし、地震時保有水平耐力法レベルでの最大変位を50cm程度におさえるよう、支承の動的特性を設定した。また、この時の橋の固有周期は1.5秒以下を目標とした。

④ 免震支承の形状および特性は、上部工を1質点とし、各橋脚の初期剛性および基礎バネの合成された下部工バネと支承バネを直列に接続した簡易モデルで、収束計算により設定した。

⑤ 常時（温度変化時）の構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。

⑥ フレームモデルにより震度法レベルの構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。この断面力と、⑤で求めた断面力と比較し大きいケースにて基礎断面および橋脚断面の配筋を決定した。また、支承の変形量については④の簡易モデルによる値と比較し、両者に大きな相違がないことを確認するとともに、橋脚耐荷力の再照査を行った。

⑦ フレームモデルにより地震時保有水平耐力法レベルの構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。支承の変形量については④の簡易モデルによる値と比較し、両者に大きな相違がないことを確認するとともに、橋脚の保有水平耐力の照査を行った。

⑧ 応答スペクトル法による動的解析を行い、静的解析の妥当性を確認した。

⑨ 試設計の結果、Ⅲ種地盤はⅡ種地盤に比べ上部工変位は若干大きくなる。これは、設計水平震度の相違による影響が大きいと思われる。しかしながら、免震効果はほぼ同等であることが判った。

⑩ 構造細目として、遊間の設定と伸縮装置、落橋防止装置の設計を行った。

ii) 地盤との動的相互作用の検討

Ⅲ種地盤では地盤の固有周期が長くなり、橋全体の固有周期と地盤の固有周期が近接するため、主構造と基礎地盤との動的相互作用が問題となる可能性がある。したがって、地盤の剛性をバネのみで表した「簡易モデル」と、地盤との動的相互作用を考慮できる杭・地盤を含む「全体モデル」の２ケースについて時刻歴応答解析を行って次の結果を得た。

① 応答解析手法として、複素固有値解析に基づくモード合成法および地盤のせん断変形の非線形性を考慮した等価線形法の２種類の時刻歴応答解析法を用いたが、両者の応答結果に差はみられずほぼ等しい値が得られた。

② 加速度応答波形は、「簡易モデル」と「全体モデル」の応答値との間にも大きな差はみられなかった。また、地表面の最大加速度に比べ上部工の最大加速度は1.6倍程度に留まっており、Ⅲ種地盤においても免震化による地震力の低減効果が期待できることが判った。

③ 変位および断面力は、「全体モデル」では橋脚付根の変位が生じている分、上部工変位は大きくなるが、支承の相対変位はほぼ一致している。また、橋脚付根と杭頭のせん断力が「全体モデル」で小さくなっているのは橋脚下端とフーチングの近傍地盤の、根入れ効果によるものと考えられる。

④ 総じて、地盤との動的相互作用の影響は小さいという結果が得られた。

4.2.2　鋼橋の試設計

(1) モデル橋の概要

鋼免震橋の試設計モデルは、都市内高架橋を想定し、以下のとおりとした。

i)　上部構造

①　構造形式は免震橋の適用性を考慮して連続桁とし、等断面の箱桁形式（ＲＣ床版）とする。なお、桁端部は橋台とする。

②　支間長は免震装置に対する支承反力、および等断面箱桁であることから65mとする。

ii)　下部構造

①　橋脚は一般的な張出し式橋脚（矩形断面）とする。

②　地盤はⅢ種地盤を想定し、基礎形式は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート杭（φ1200）とする。

iii)　免震装置

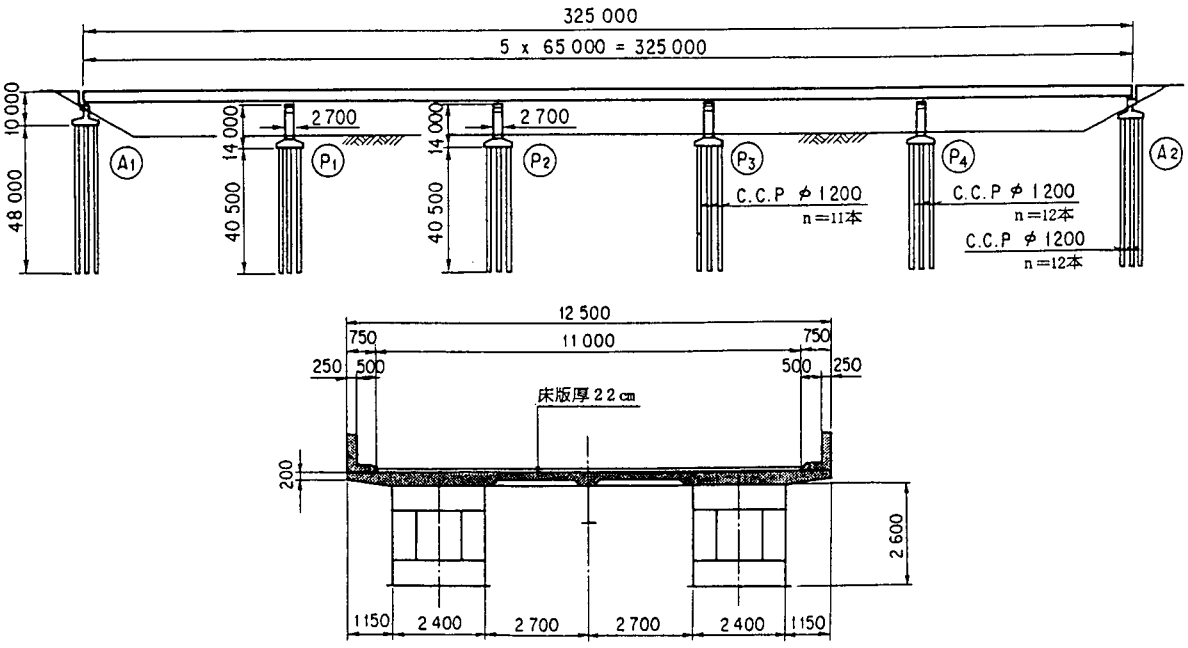
①　免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を採用するが、同等の動的特性（等価剛性、等価減衰定数）をもつ高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）等の使用も可能である。

②　免震方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とする。

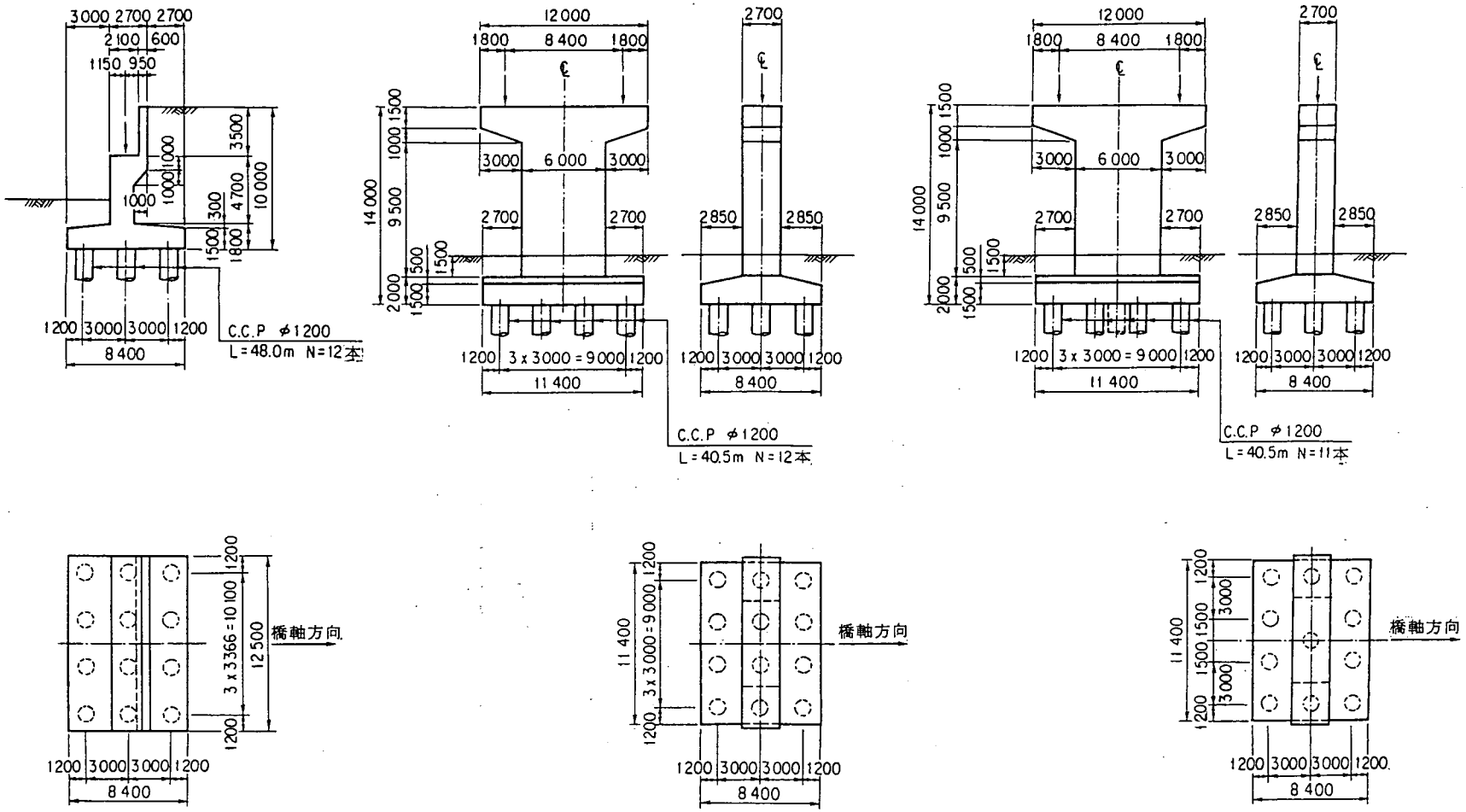
③　各下部構造に作用する上部構造の慣性力の分担は、死荷重反力比相当とする。

④　支持方式はすべての下部構造で免震支承による弾性固定とする。

モデル橋の構造一般図を図－4.2.1に、下部構造寸法図を図－4.2.2に示す。



図－4.2.1　　構造一般図



(a) A1, A2 橋 台　　(b) P1, P4 橋 脚　　(b) P2, P3 橋 脚

図−4.2.2　下部構造寸法図

(2) 設計条件

i) 一般条件

① 等　　級 …… 1等橋（TL－20、TT－43）

② 道路規格 …… 第1種第2級

③ 上部工形式 …… 鋼5径間連続箱桁橋

④ 下部工形式 …… 張出し式橋脚（矩形断面）

⑤ 基礎工形式 …… 場所打ちコンクリート杭（φ1200）

⑥ 免震支承 …… 鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）

⑦ 有効幅員 …… 11．0m

⑧ 支間割 …… 5 @ 65．0m ＝ 325．0m

ii) 荷重条件

① 荷重および支承反力

上部構造の荷重強度を表－4.2.1に、支承反力を表－4.2.2に示す。

表－4.2.1　荷重強度

鋼　　重	3．85 tf／m
橋面工（遮音壁3m含む）	4．03　〃
床版・ハンチ	8．59　〃
合　　計	16．47 tf／m

表－4.2.2　支承の鉛直反力　　(tf)

	死荷重反力	活荷重反力	合　計
A1，A2橋台	212	106	318
P1，P4橋脚	608	228	836
P2，P3橋脚	519	218	737

② 地震の影響

設計水平震度の算定条件は次のとおりとする。

・地域別補正係数 …… A地域（c_z＝1.0）

・地盤別補正係数 …… Ⅲ　種（c_G＝1.2）

・重要度別補正係数 …… 1　級（c_I＝1.0）

③ 温度変化の影響

・不静定力算出の場合…… ±30℃

・伸縮量算定の場合 …… -10 ℃ ～ +40℃

iii) 使用材料

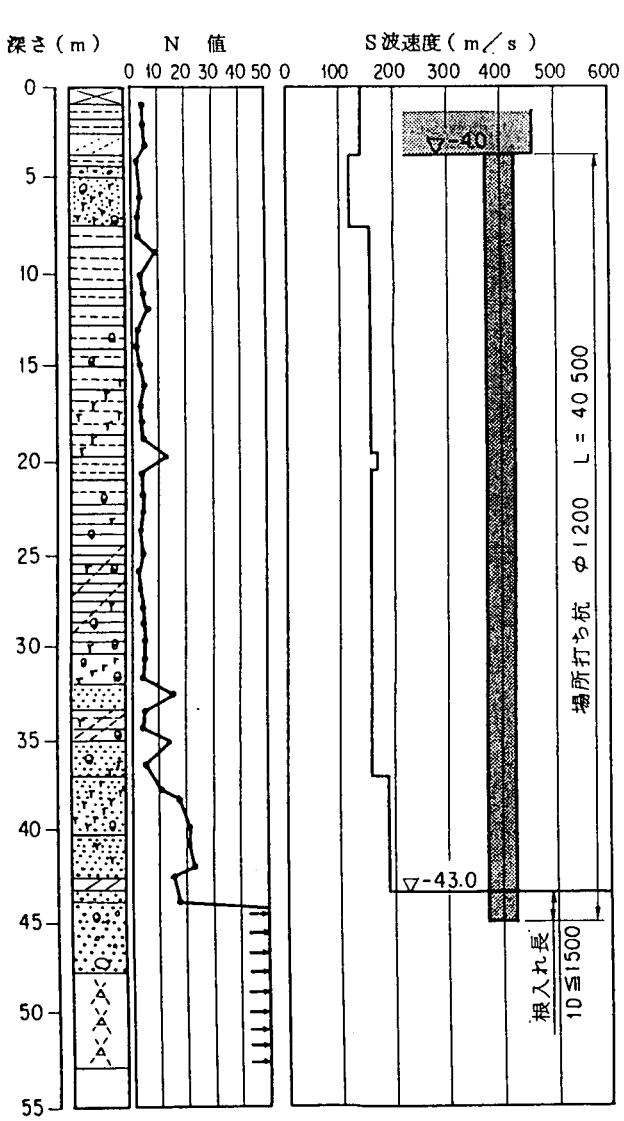
主桁と下部構造の材料および特性値を表－4.2.3に示す。

表－4.2.3　使用材料

コンクリート	床　版	設計基準強度σ_{ck}＝２４０kgf/cm²
	下部構造	ヤング係数　E＝２．５×１０⁵kgf/cm²
鋼　材	主　桁	ヤング係数　E＝２．１×１０⁶kgf/cm²
		線膨張係数　α＝１２×１０⁻⁶

iv) 地盤および基礎条件

地表面から深さ43mに支持地盤をもつ地盤を設定する。耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤となる。図-4.2.3に地盤条件を示す。



地盤種別：Ⅲ種

土質	Vsi (m/s)	γ_t (tf/m²)	Hi (m)	4Hi/Vsi	T_G (s)	$\bar{N}$
As	152.0	1.9	3.8	0.10		6.9
As	129.3	1.9	3.6	0.11		4.2
Ac	187.7	1.4	12.2	0.26		6.6
As	173.2	1.9	0.9	0.02		10.1
Ac	191.7	1.4	11.5	0.24	0.98	7.0
As	161.0	1.9	5.0	0.12		8.2
As	188.2	1.9	6.0	0.13		13.0

図－4.2.3　地盤条件

(3) 橋脚・基礎および免震支承の初期設定

i) 橋脚・基礎の初期設定

a. 設計水平震度の仮定

橋脚および基礎は、震度法レベルの地震力に対して初期設定を行う。設計水平震度k_hは、固有周期別補正係数c_T =1.25と仮定すると、通常の橋の場合には下式で算定される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.2 = 0.30$$

一方、免震橋の場合には、橋の減衰定数h ≧0.10の場合、免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数c_E=0.90となり、設計震度が1割低減される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.9 \cdot 0.2 = 0.27 \qquad (4.2.1)$$

b. 橋脚断面の設定

a. で仮定した水平震度(k_h=0.27)によって算定した橋脚柱下端の断面力に対して、鉄筋量を定めた。表－4.2.4に示すように地震時保有水平耐力を満足することも予め確認した。

表－4.2.4　橋脚の初期設定結果

		単位	橋軸			直角		備考
			$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	
橋脚柱下端断面力	モーメント M	tf·m	1 820	4 777	4 777	4 687	4 687	
	鉛直力 N	tf	646	1 695	1 695	1 695	1 695	
	水平力 H	tf	177	465	465	458	458	
断面寸法		m	12.5×1.7	6.0×2.7	6.0×2.7	2.7×6.0	2.7×6.0	
鉄筋配置			D29 @ 125 2段	D32 @ 150 2段	D32 @ 150 2段	D22 @ 150 1段	D22 @ 150 1段	
応力度	コンクリート σ_c	kgf/cm²	81	83	83	67	67	σ_{ca} = 120
	鉄筋 σ_s	kgf/cm²	2 800	2 107	2 107	1 986	1 986	σ_{sa} = 3 000
保有水平耐力	照査水平力 P	tf	420	653	653	510	510	
	地震保有水平耐力 P_a	tf	853	678	678	992	992	
	判定		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	

c. 橋脚剛性の算定

各橋脚の断面定数を表－4.2.5に示す。なお、初期設定の段階では次節で示すように、免震装置の等価剛性は橋脚剛性に比べて十分小さいので、橋脚の弾性時剛性（全断面有効の剛性）を用いても免震支承の特性値へ与える影響は小さい。このため、ここでは、降伏時剛性ではなく全断面有効の剛性を用いる。

表－4.2.5　下部構造の断面定数

断面定数	単位	橋台壁	橋脚柱
断面積	m^2	21.250	16.200
断面2次モーメント（橋軸方向）	m^4	5.118	9.842
断面2次モーメント（直角方向）	m^4	276.693	48.600
ねじり断面2次モーメント	m^4	18.716	28.222

d. 基礎の設定

a. で仮定した設計水平震度により算定されたフーチング下面の作用力に対し、前節で示した地盤および基礎杭の設計条件を満足するように、フーチングの大きさおよび基礎杭の配置を決めた。フーチング下面の作用力と基礎の設計結果を表－4.2.6 に示す。

また、固有周期算定時の基礎のバネ定数を表－4.2.7 に示す。

表－4.2.6　基礎の初期設定結果

		単位	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	備考
フーチング下面の断面力	モーメント M	tf·m	2 098	5 713	5 713	
	鉛直力 N	tf	2 159	2 473	2 308	
	水平力 H	tf	1 009	577	577	
フーチング平面寸法		m	8.4×12.5	8.4×11.4	8.4×11.4	橋軸×直角
杭本数		本	12	12	11	
杭軸力	押込み力 P_{max}	tf	346	427	439	＜ 490t
	引抜き力 P_{min}	tf	－ 4	-14	-19	＞ -310t
杭頭変位 δ		cm	1.2	0.7	0.8	＜ 1.5

表－4.2.7　橋脚基礎地盤のバネ定数

	A_1・A_2橋台	P_1・P_4橋脚	P_2・P_3橋脚
水平バネ(tf/m)	256 300	256 300	235 000
鉛直バネ(tf/m)	750 800	750 800	688 300
橋軸直角軸回りの回転 (tf·m)	6 209 000	6 209 000	6 066 900
橋軸回りの回転バネ (tf·m)	12 341 300	10 150 800	9 727 200
連成バネ (tf)	469 500	469 500	430 300

e. 下部構造の剛性

初期設定に用いる免震橋のモデルでは、橋脚剛性を表す水平バネK_Pと、基礎の並進バネ定数K_{FU}、および基礎の回転バネ$K_F\theta$による水平バネを合成したものを用いる。それぞれのバネは、道路橋示方書V耐震設計編3.3.2固有周期の算定方法の(1) の解説を参考にして、表－4.2.8に示すように算定した。

なお、橋脚の断面定数は表－4.2.5の値を、基礎地盤のバネ定数は表－4.2.7 を用いている。

表-4.2.8で求めた下部構造の直列剛性K_Sを用いて固有周期T_0を算定すると式(4.2.2)のとおる。この値を用いて免震支承の初期設定を行った。

$$T_0=2.01\times\sqrt{(\Sigma WU/\Sigma K_S)}=2.01\times\sqrt{(5352/67200)}=0.57秒 \qquad (4.2.2)$$

表－4.2.8　下部構造の剛性

			単　位	$A_1\cdot A_2$	$P_1\cdot P_4$	$P_2\cdot P_3$
支持する上部構造重量 W_U			tf	428	1 124	1 124
橋脚の高さ h_P			m	4.7	12.0	12.0
基礎への上部構造慣性力の作用高さ h_0			m	6.5	14.0	14.0
橋脚の剛性 $K_P=3\cdot EI/h_P^3$			tf/m	369 716	42 717	42 717
基礎の剛性	作用力	水平力 $H_0=W_U$	tf	428	1 124	1 124
		モーメント $M_0=H_0\cdot h_0$	tf·m	2 782	15 736	15 736
	変　位	水平変位 δ_0 $(\times10^{-3})$	m	2.891	10.480	10.470
		回転角 θ_0 $(\times10^{-3})$	rad	9.130	3.327	3.287
	並進バネ定数 $K_{FU}=H_0/\delta_0$		tf/m	148 000	107 000	103 000
	回転バネ定数 $K_{F0}=M_0/\theta_0$		tf·m	305 000	4 730 000	4 668 000
	(水平バネ換算値) K_{F0}/h_0^2		tf/m	7 220	24 130	23 820
下部構造の直列剛性 K_S			tf/m	6 800	13 500	13 300

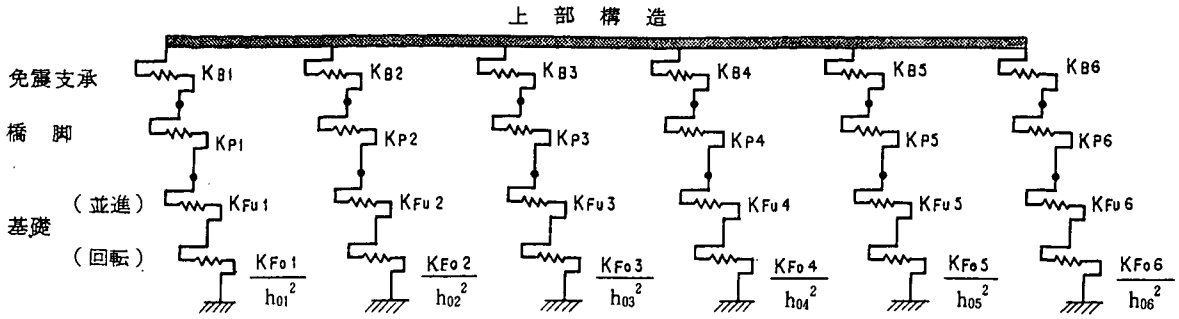
ii)　免震支承の初期設定

a. 免震支承の設計条件

免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いる。免震橋の固有周期を地震時保有水平耐力法レベルで1.4秒程度にすることとした。また、このときの支承変位は50cm程度を目標とした。

免震支承の初期設定においては、免震橋を図－4.2.4 に示すようにモデル化する。ここで、下部構造のバネと免震支承のバネは先に算定した通りである。

免震支承の設計条件を表－4.2.9 に示す。温度変化時の変位量としては、道路橋伸縮装置便覧によって算定した桁の伸縮量を用いた。



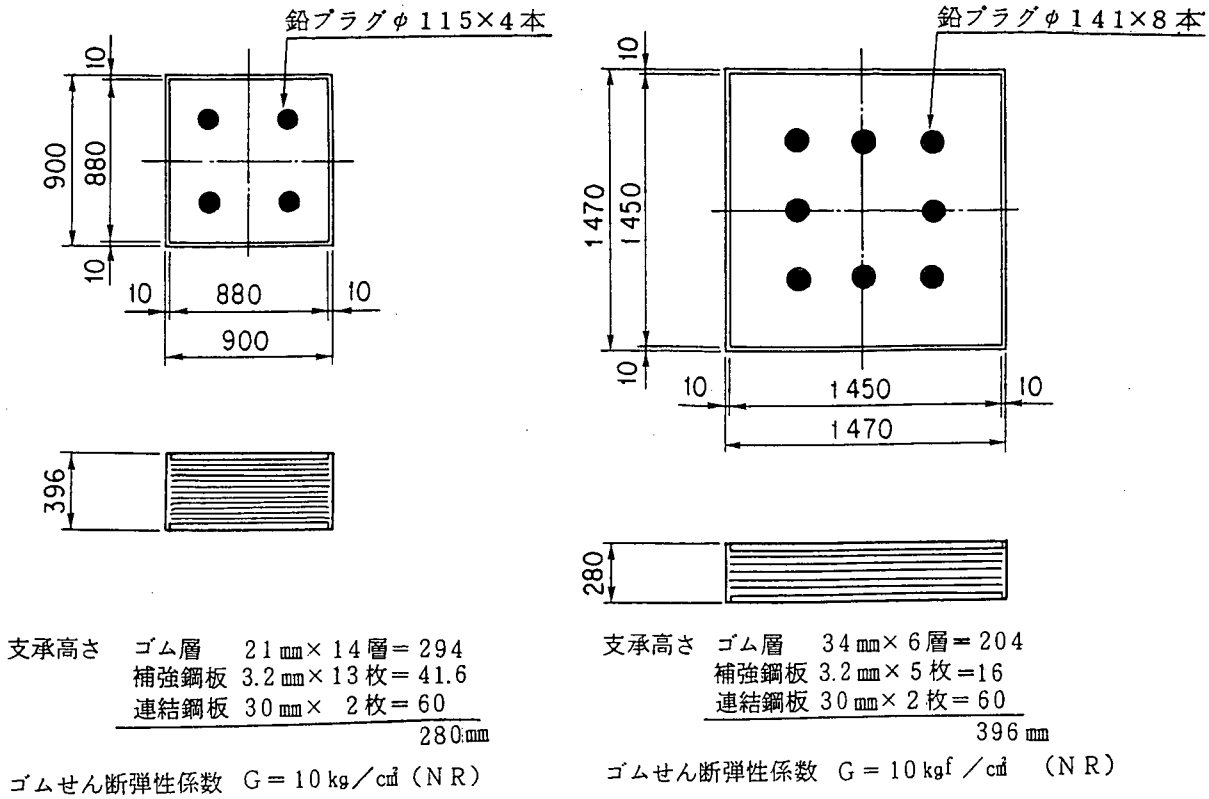
図－4.2.4 初期設定に用いる免震橋のモデル化

表－4.2.9 免震支承の設計条件

		単位	A1.A2	P1.P4	P2.P3	備 考
上部構造重量 W_T		tf	5 353			
橋脚剛性 K_P		tf/m	369 716	42 717	42 717	h^P=0.05
基礎並進バネ定数 K_{Fu}		tf/m	148 000	107 000	103 000	h_F=0.2
基礎回転バネ定数 K_{FR}	橋軸方向	tf·m	305 000	4 730 000	4 668 000	h_F=0.2
	直角方向		61 415 000	8 217 000	7 904 000	
基礎への慣性力作用高さ h_o		m	6.5	14.0	14.0	
1橋脚当たり支承個数		個	2	2	2	
1支承当たりの鉛直荷重	最大荷重W_{max}	tf	318	836	737	
	死荷重 W_d		212	608	519	
橋軸方向温度変位 δ_t		cm	5.85	3.51	1.17	

b. 免震支承の形状寸法および静的特性値

表－4.2.9の条件から設計した免震支承の形状寸法を図－4.2.5 に示す。免震支承の設計の詳細は c. および d. で示す。



支承高さ　ゴム層　21㎜×14層＝294
補強鋼板 3.2㎜×13枚＝41.6
連結鋼板 30㎜×　2枚＝60
280㎜

ゴムせん断弾性係数　G＝10㎏／㎠（NR）

（a）A1，A2 橋 台

支承高さ　ゴム層　34㎜×6層＝204
補強鋼板 3.2㎜×5枚＝16
連結鋼板 30㎜×2枚＝60
396㎜

ゴムせん断弾性係数　G＝10㎏f／㎠　（NR）

（b）P1～P4 橋 脚

図－4.2.5　免震支承の形状寸法

鉛プラグ入り積層ゴム支承1個当りの静的特性値は次のように算出される。

① 鉛プラグの断面積　$A_P = \pi / 4 \times D_P^2 \times n_P$

② 積層ゴムの支圧面積　$A_R = a \times b - A_P$

③ 形状係数　$S = A_R / (2 \times (a + b) \times te)$

④ ゴムの見かけの弾性定数　$Ea = (3 + 6.58 \times S^2) \times G$

⑤ 免震支承の降伏荷重　$Qd = AP \times q_0$　(4.2.3)

ここに、

q_0：降伏荷重時の鉛のせん断応力度＝85 kg/cm²

⑥ 積層支承の水平剛性　$K_H = A_R \times G / \Sigma te$

⑦ 積層支承の鉛直剛性　$K_V = A_R \times Ea / \Sigma te$

静的特性値の算出結果を表－4.2.10 に示す。

表－4.2.10　免震支承1個当りの静的特性値

	単位	A1.A2	P1～P4	備　考
鉛プラグの断面積　Ap	cm^2	415.5	1 256.6	
積層ゴムの支圧面積　A_R	cm^2	7 329	19 768	
形状係数　S		9.9	10.0	10 程度の値が望ましい
みかけの弾性定数　Ea	kg/cm^2	6 479	6 610	
鉛プラグの形状比　H/Dp		3.44	1.99	1.25 ＜ H/Dp ＜ 5.0
鉛プラグの面積比　Ap/A_R		0.057	0.064	0.07 程度以下
免震支承の降伏荷重　Q_d	tf	35.3	106.8	
積層ゴムの水平剛性　K_H	tf/m	247.3	969.0	
積層ゴムの鉛直剛性　K_V	tf/m	161 500	640 500	

c. 常時荷重に対する設計

常時荷重に対する免震支承の設計は以下の各項目について行う。設計結果は表－4.2.11 に示すとおりである。

① 支圧応力度の照査

免震支承の支圧応力度は、式(4.2.4)の条件を満足しなければならない。

$$\left.\begin{array}{ll} \cdot \text{最大支圧応力度} & \sigma_{max} = R_{max} / A_{Ro} \leqq \sigma_{max,a} \quad (=80\ kg/cm^2) \\ \cdot \text{最小支圧応力度} & \sigma_{min} = R_{min} / A_R \geqq \sigma_{min,a} \quad (=15\ kg/cm^2) \\ \cdot \text{圧縮応力振幅} & \sigma_{max} - \sigma_{min} \leqq \Delta\sigma_a \quad (=50\ kg/cm^2) \end{array}\right\} \quad (4.2.4)$$

ここに、

R_{max} ：最大支承反力

R_{min} ：最小支承反力

A_{Ro} ：支圧面積から設計変位 u_o 分の面積を控除した積層ゴムの有効支圧面積

$$= (a - u_0) \times b - A_P \quad (4.2.5)$$

② 水平変位の照査

クリープ・乾燥収縮・温度変化等、常時の荷重による水平変位 u_0 に対し、式(4.2.5)を満足させなければならない。

$$u_0 \leqq 0.7 \times \Sigma te$$

③ 座屈照査

積層ゴム支承の座屈照査は式(4.2.6)によって行う。

$$\sigma_{max} \leqq \sigma_{cRa} \qquad (4.2.6)$$

$$\sigma_{cRa} = G \times S \times \alpha / f^{s}$$

ここに、

σ_{cRa} ：座屈から決まる許容支圧応力度

α ：内部補強鋼板の短辺長ａあるいはｂとゴム総厚Σt^{e}との比

f^{s} ：安全率＝2.5

④ 局部せん断ひずみの照査

積層ゴム支承の局部せん断ひずみの照査は式(4.2.7)によって行う。

$$(\gamma_{c} + \gamma_{R} + \gamma_{s}) \leqq \gamma_{u} / f^{s} \qquad (4.2.7)$$

ここに、

γ_{c} ：鉛直荷重による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_{c} = 8.5 \times S \times (R_{max} / K_{v}) \times (A_{R} / A_{Ro}) / \Sigma t^{e}$$

γ_{R} ：回転角による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_{R} = 2 \times (1+\beta)^{2} / \beta^{2} \times S^{2} \times \theta / n$$

γ_{s} ：水平変位による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_{s} = u_{0} / \Sigma t^{e}$$

γ_{u} ：ゴムの破断ひずみ＝5.0

f_{s} ：安全率＝2.5 （常時）

β ：内部補強鋼板の（橋軸直角方向幅ｂ）／（橋軸方向幅ａ）

θ ：支承の回転角

ｎ ：ゴム層数

u_{0} ：常時の荷重の影響による水平変位

⑤ 補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の引張り応力度σ_{s}は式(4.2.8)を満足しなければならない。

$$\sigma_{s} = \sigma_{max} \times t^{e} / t_{s} \times s / (s - D_{P}) \leqq \sigma_{sa} \qquad (4.2.8)$$

ここに、

σ_{max} ：最大支圧応力度

t_{s} ：内部補強鋼板の厚さ

ｓ ：内部補強鋼板の短辺長、ａまたはｂ

σ_{sa} ：内部補強鋼板の常時の許容引張り応力度（＝1400 kg/cm²）

⑥ 水平力

クリープ、乾燥収縮および温度変化等の緩速変形によって鉛プラグ入りゴム支承に生じるせん断力は

式(4.2.9)によって算定する。

$$F_0 = 0.2 \times Q_d + K_H \times u_0 \qquad (4.2.9)$$

ここに、

Q_d ：降伏荷重

K_H ：ゴムの水平剛性

u_0 ：常時の荷重の影響による水平変位

表－4.2.11　常時荷重に対する免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の設計

免震支承の特性値		A1・A2	P1・P4	P2・P3	備　考
水位変位	u_0(cm)	5.85	3.51	1.17	
支圧応力度の照査 (kgf/cm²)	最大値 σ_{max}	46.5	43.3	42.6	＜ 80
	最小値 σ_{min}	31.0	31.5	31.0	＞ 15
	応力振幅 $\Delta\sigma$	15.5	11.8	11.6	＜ 50
水平変位の照査	$u/\Sigma t_e$	0.20	0.17	0.06	＜ 0.7
座屈照査	$\sigma_c R_a$(kg/cm²)	118	284	230	＞ σ_{max}
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.60	0.55	0.48	
	回転角 γ_R	0.37	0.44	0.43	
	水平変位 γ_s	0.20	0.17	0.06	
	合計 γ_T	1.17	1.16	0.98	＜ 2.00
補強鋼板の応力度	(kg/cm²)	288	449	396	＜ 1 400
水 平 力	F (tf)	45.5	110.7	65.4	1下部構造当り

d. 免震支承の動的特性値の算定手順

地震時における免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の動的特性値（免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_B）は、図－4.2.4 に示したモデルにおいて、以下に示す①～⑨の繰返しを行うことによって算定する。なお、支承の特性値とは1橋脚当りの値である。

① 上部構造の変位u_Tを仮定する。u_Tは各橋脚で同一である。

② i番めの橋脚において、免震支承の設計変位u_{Bi}を仮定する。

③ i番めの免震支承（i番めの橋脚上の免震支承）の有効設計変位u_{Bei}、免震支承の等価剛性K_{Bi}および等価減衰定数h_{Bi}を式(4.2.10)により算定する。

$$
\left.
\begin{aligned}
u_{Bei} &= c_B \times u_{Bi} \\
K_{Bi} &= \frac{F(u_{Bei})}{u_{Bei}} \\
h_{Bi} &= \frac{2 \cdot Qd \ \{u_{Bei} + Qd / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Bei} \cdot (Qd + u_{Bei} \cdot K_2)} \\
\gamma &= u_{Bei} / \Sigma t_{ei} \\
F(u_{Bei}) &= A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q \\
K_1 &= 6.5 \cdot K_2 \\
K_2 &= \frac{F(u_{Bei}) - Qd}{u_{Bei}}
\end{aligned}
\right\} \qquad (4.2.10)
$$

ここに、

u_{Bei}：i番めの免震支承の有効設計変位

c_B ：慣性力の非定常性を表す補正係数（0.7とする）

F ：免震支承の最大せん断力

q ：鉛のせん断応力度で、下式による。

$0 \leqq \gamma \leqq 0.5$ のとき、 $q = -283.6 \cdot \gamma^2 + 183.8 \cdot \gamma + 85.0$ (kgf/cm^2)

$0.5 \leqq \gamma \leqq 2.0$ のとき、 $q = 28.3 \cdot \gamma^2 - 128.1 \cdot \gamma + 163.0$ (kgf/cm^2)

K_1 、K_2 ：免震支承の一次剛性および二次剛性

Qd ：免震支承の降伏荷重

④ 橋脚iに作用する水平力F_{Si}は免震装置に作用する水平力F_{Bi}に等しいことから、下部構造の変位u_{Si}は式(4.2.11)によりが算出される。

$$
\left.
\begin{aligned}
F_{Si} &= F_{Bi} = u_{Bi} \times K_{Bi} \\
u_{Si} &= F_{Bi} / K_{Si}
\end{aligned}
\right\} \qquad (4.2.11)
$$

ここに、

K_{Si}：橋脚の剛性と基礎の並進および回転バネを直列結合した下部構造全体の剛性

したがって、

$$u_{Bi}' = u_T - u_{Si}$$

⑤ ②で仮定した免震支承の設計変位u_{Bi}と④で算定した免震支承の変位u_{Bi}'が一致するまで、免震支承の設計変位u_{Bi}を変化させて、③と④の計算を繰り返す。

⑥ 全ての橋脚について②～⑤の計算を行う。

⑦ 橋の固有周期Tおよび橋の減衰定数hを式(4.2.12)と式(4.2.13)により算定する。

$$T = 2\pi \times \sqrt{W_u} \ / \ (g \times \Sigma K_{Si}) \qquad (4.2.12)$$

$$h = \frac{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + h_{Pi} \cdot \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + h_{Fui} \cdot \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + h_{F\theta i} \cdot \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}} \right)}{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}} \right)} \qquad (4.2.13)$$

ここに、

g ：重力加速度

K_{Pi}、K_{Fui}、$K_{F\theta i}$：i番めの橋脚、基礎の並進、基礎の回転に対するバネ定数

h_{Pi}、h_{Fui}、$h_{F\theta i}$：i番めの橋脚、基礎の並進、基礎の回転に対する減衰定数

⑧ 設計水平震度を求める。設計水平震度は式(4.2.14)および式(4.2.15)で算定される。

・震度法

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \qquad (4.2.14)$$

・地震時保有水平耐力法

$$k_{hc} = c_Z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0} \qquad (4.2.15)$$

⑨ ⑧で算定した設計水平震度より上部構造から免震支承を通して下部構造に伝えられる全水平力Fは式(4.2.16)で算定される。

$$F = k_h \ (\text{または} k_{hc}) \times Wu \qquad (4.2.16)$$

したがって、上部構造の変位u_T'は式(4.2.17)で算定される。

$$\left.\begin{aligned} u_T' &= F / \Sigma K_{Ti} \\ K_{Ti} &= \frac{1}{1/K_{Bi} + 1/K_{Si}} \end{aligned}\right\} \qquad (4.2.17)$$

ここに、

K_{Ti}：免震支承と下部構造の直列合成した剛性

①で仮定した上部構造の変位u_Tと式(4.2.17)で算定される上部構造の変位u_T'が一致するまで、上部構造の変位u_Tを変化させて、①～⑨の計算を繰り返す。

e. 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

d.に示した手順によって求められた地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の動的特性値を表－4.2.12 に示す。

一般に、免震支承のサイズは、地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の耐力、特に、水平変位の照査および局部せん断ひずみの照査によって決定される。

① 水平変位の照査

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の変位u_Bは式(4.2.18)を満足しなければならない。

$$u_B \leq 2.5 \times \Sigma t^e \qquad (4.2.18)$$

② 局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に式(4.2.19)によって行う。ただし、水平変位として免震支承

の設計変位 u_B を用いるが、活荷重に伴う回転角による局部せん断ひずみは考慮しなくてよい。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad (4.2.19)$$

ここに、

f_s ：安全率（＝1.2，　地震時保有水平耐力法レベル）

③　補強鋼板の応力度

補強鋼板の引張り応力度 σ_s の照査も常時と同様に式(4.2.20)による。

$$\sigma_s \leqq \sigma_{sa} \qquad (4.2.20)$$

ただし、

σ_{sa}：補強鋼板の地震時許容引張り応力度（＝2100 kg/cm2 ）

表－4.2.12　地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対する免震支承の設計

免震支承の特性値		橋軸方向			直角方向			備　考
		A1.A2	P1.P4	P2.P3	A1.A2	P1.P4	P2.P3	
上部構造変位	u_T(cm)	48.1			50.0	45.5	42.6	
橋の固有周期	T(sec)	1.41			1.39			
橋の減衰定数	h	0.11			0.11			
設計水平震度	k_h	0.90			0.90			
免震支承の設計変位	u_B(cm)	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
免震支承の等価剛性	K_B(tf/m)	750	2 910	2 910	750	2 900	2 910	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.12	0.13	0.13	0.12	0.13	0.13	
地震時水平力	F (tf)	345	1 019	1 015	370	1 039	1 031	
地震時水平力の分担率	(%)	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	$u_B/\Sigma te$	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	＜ 2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重　γ_c	1.57	0.61	0.52	1.74	0.60	0.52	
	水平変位　γ_s	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	
	合計　γ_T	3.85	3.09	3.00	4.09	3.05	3.00	＜ 4.16

f. 震度法レベルでの設計

d. に示した手順によって求めた震度法レベルの免震支承の動的特性を表－4.2.13に示す。

また、震度法レベルの地震力に対しては、以下の照査を行う。

① 局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に式(4.2.21)によって行う。ただし、水平変位として免震装置の設計変位 u_B を用いるが、活荷重に伴う回転角による局部せん断ひずみは考慮しなくてよい。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leq \gamma_u / f_s \qquad (4.2.21)$$

ここに、

f_s ：安全率（＝1.8，震度法レベル）

表－4.2.13　震度法レベルの地震力に対する免震支承の設計

免震支承の特性値		橋軸方向			直角方向			備　考
		A1・A2	P1・P4	P2・P3	A1・A2	P1・P4	P2・P3	
上部構造変位	u_T(cm)	4.2			4.4	3.8	3.2	
橋の固有周期	T(sec)	0.75			0.72			
橋の減衰定数	h	0.17			0.17			
設計水平震度	k_h	0.27			0.27			
免震支承の設計変位	u_B(cm)	5.6	2.6	2.6	5.9	2.9	2.3	
免震支承の等価剛性	K_B(tf/m)	2 990	17 090	17 090	2 990	17 090	17 090	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.18	0.25	0.25	0.18	0.25	0.25	
地震時水平力	F (tf)	116	304	304	116	304	304	
地震時水平力の分担率	(%)	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	0.19	0.13	0.13	0.20	0.15	0.11	＜ 1.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.40	0.40	0.35	0.40	0.40	0.34	
	水平変位 γ_s	0.19	0.13	0.13	0.20	0.15	0.11	
	合計 γ_T	0.59	0.53	0.48	0.60	0.55	0.45	＜ 2.77

(4) 震度法による設計

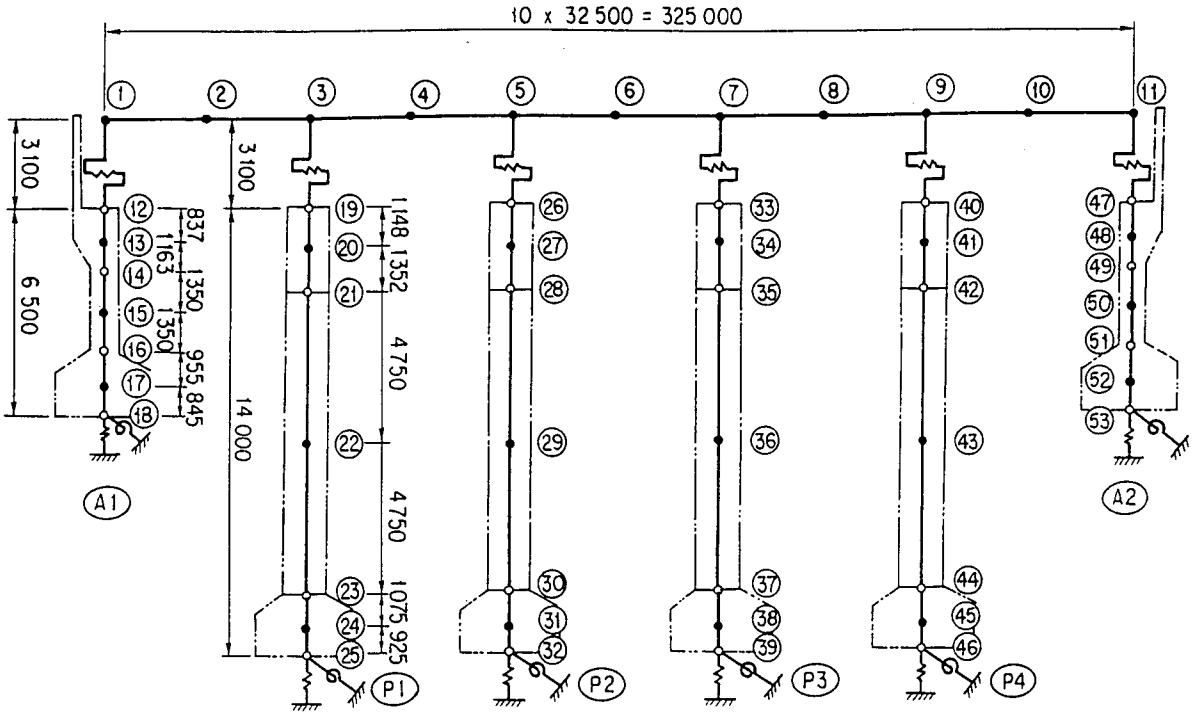
i) 断面力と変位の算定

a. 固有周期の算定

1. 固有周期の算定モデル

対象橋を離散型の骨組構造にモデル化する。上部構造は梁要素とし、断面積、断面2次モーメントには主桁とともに床版を考慮する。下部構造の節点は、張出し部、脚部、フーチングの重心およびそれらの結合部に設け、脚部は梁要素で、張出し部とフーチングは剛体要素でモデル化する。基礎の影響はバネとしてモデル化する。また、免震装置は等価剛性K_Bを有する水平バネとしてモデル化し、上部構造と橋脚または橋台の天端とを連結する。

固有周期の算定モデルを図－4.2.6に示す。ここで、橋軸方向および橋軸直角方向の節点重量と部材剛性はそれぞれ表－4.2.14および表－4.2.15に示すとおりである。また、非免震と仮定した場合の固有周期算定も算出するが、このためには図－4.2.6において免震装置部分の剛性を十分に大きくとればよい。



図－4.2.6　固有周期の算定モデル

表－4.2.14　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸方向）

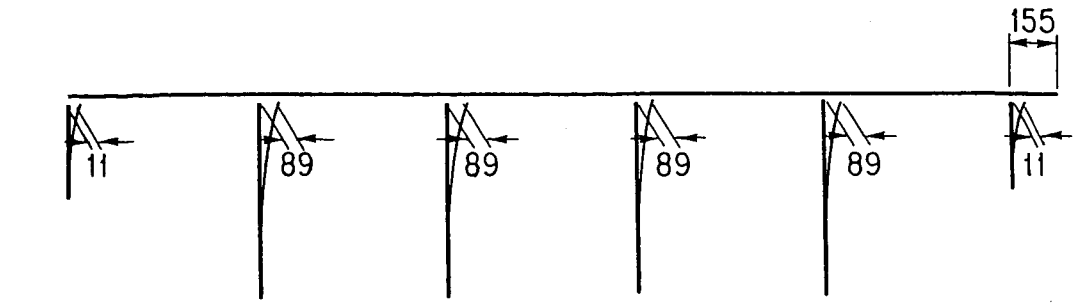
節点	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量w (tf)
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0
13	0.000	-0.837	218.8
14	0.000	-2.000	0
15	0.000	-3.350	143.4
16	0.000	-4.700	0
17	0.000	-5.655	442
18	0.000	-6.500	0
19	65.000	0.000	0
20	65.000	-1.148	182.3
21	65.000	-2.500	0
22	65.000	-7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0
26	130.000	0.000	0
27	130.000	-1.148	182.3
28	130.000	-2.500	0
29	130.000	-7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0
33	195.000	0.000	0
34	1985.000	-1.148	182.3
35	195.000	-2.500	0
36	195.000	-7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0
38	195.000	-13.075	439.6
39	195.000	-14.000	0
40	260.000	0.000	0
41	260.000	-1.148	182.3
42	260.000	-2.500	0
43	260.000	-7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0
47	325.000	0.000	0
48	325.000	-0.837	218.8
49	325.000	-2.000	0
50	325.000	-3.350	143.4
51	325.000	-4.700	0
52	325.000	-5.655	442
53	325.000	-6.500	0

部材	断面２次モーメント I(m4)	弾性係数 E(tf/m²)
1-2	0.830	21000000
2-3	0.830	21000000
3-4	0.830	21000000
4-5	0.830	21000000
5-6	0.830	21000000
6-7	0.830	21000000
7-8	0.830	21000000
8-9	0.830	21000000
9-10	0.830	21000000
10-11	0.830	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	15.319	2500000
13-14	15.319	2500000
14-15	5.118	2500000
15-16	5.118	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	9.842	2500000
22-23	9.842	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	9.842	2500000
29-30	9.842	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	9.842	2500000
36-37	9.842	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	9.842	2500000
43-44	9.842	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	15.319	2500000
48-49	15.319	2500000
49-50	5.118	2500000
50-51	5.118	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000

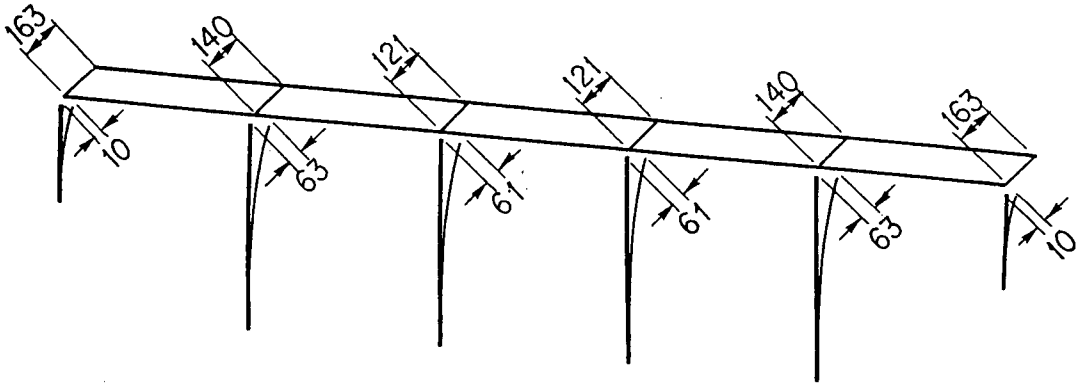
表－4.2.15　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸直角方向）

節点	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量w (tf)
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3.
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0
13	0.000	-0.837	218.8
14	0.000	-2.000	0
15	0.000	-3.350	143.4
16	0.000	-4.700	0
17	0.000	-5.655	442
18	0.000	-6.500	0
19	65.000	0.000	0
20	65.000	-1.148	182.3
21	65.000	-2.500	0
22	65.000	-7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0
26	130.000	0.000	0
27	130.000	-1.148	182.3
28	130.000	-2.500	0
29	130.000	-7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0
33	195.000	0.000	0
34	1985.000	-1.148	182.3
35	195.000	-2.500	0
36	195.000	-7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0
38	195.000	-13.075	439.6
39	195.000	-14.000	0
40	260.000	0.000	0
41	260.000	-1.148	182.3
42	260.000	-2.500	0
43	260.000	-7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0
47	325.000	0.000	0
48	325.000	-0.837	218.8
49	325.000	-2.000	0
50	325.000	-3.350	143.4
51	325.000	-4.700	0
52	325.000	-5.655	442
53	325.000	-6.500	0

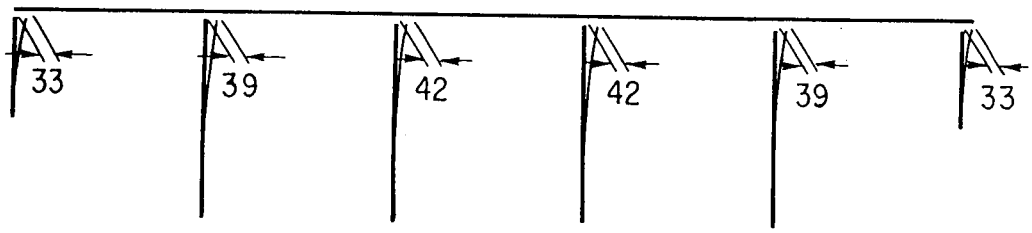
部材	断面２次モーメント I(m4)	弾性係数 E(tf/m²)
1-2	10.840	21000000
2-3	10.840	21000000
3-4	10.840	21000000
4-5	10.840	21000000
5-6	10.840	21000000
6-7	10.840	21000000
7-8	10.840	21000000
8-9	10.840	21000000
9-10	10.840	21000000
10-11	10.840	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	398.763	2500000
13-14	398.763	2500000
14-15	276.963	2500000
15-16	276.963	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	48.600	2500000
22-23	48.600	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	48.600	2500000
29-30	48.600	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	48.600	2500000
36-37	48.600	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	48.600	2500000
43-44	48.600	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	398.763	2500000
48-49	398.763	2500000
49-50	276.963	2500000
50-51	276.963	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000



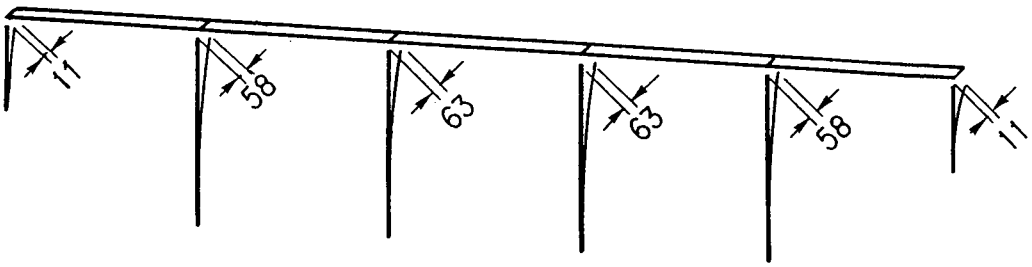
(a)　免震橋梁：橋軸方向



(b)　免震橋梁：橋軸直角方向



(c)　非免震橋梁：橋軸方向



(d)　非免震橋梁：橋軸直角方向

図－4.2.7　自重に相当する水平力を作用させた場合の変位分布（単位：mm）

a. 固有周期の算定

図－4.2.6のモデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位を図－4.2.7に示す。式(4.2.22)により算出される固有周期を表－4.2.16に示す。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \qquad (4.2.22)$$

$$\delta = \Sigma\ (W_i \cdot u_i^2) \ / \ \Sigma\ (W_i \cdot u_i)$$

ここに、

T　：固有周期(sec)

W^i　：節点iの重量(tf)

u^i　：節点iの水平変位(m)

表－4.2.16　固有周期

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	免震	非免震	免震	非免震
$\Sigma\ (W^i \cdot u^{i2})$	136.62	10.73	107.03	20.23
$\Sigma\ (W^i \cdot u^i)$	983.85	310.58	844.57	396.23
δ　(m)	0.139	0.035	0.127	0.051
T　(sec)	0.75	0.38	0.72	0.45

b. 設計水平震度

橋の減衰定数は表－4.2.17のように算出される。したがって、免震設計における震度法に用いる設計水平震度は式(4.2.23)で与えられる。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \qquad (4.2.23)$$

$$= 1.0 \times 1.2 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.9 \times 0.2$$

$$= 0.27$$

ここに、

k_{h0}　：標準設計震度　　(= 0.2)

c_z　：地域別補正係数　　(= 1.0 , A地域)

c_G　：地盤別補正係数　　(= 1.2 , Ⅲ種地盤)

c_I　：重要度別補正係数　　(= 1.0 , 1級)

c_T　：固有周期別補正係数　　(= 1.25 , T=0.75秒(橋軸方向) , T=0.72秒(橋軸直角方向))

c_E　：橋の減衰定数に基づく補正係数　(=0.9 , ($h \geqq 0.1$))

表－4.2.17　橋の減衰定数

方向	橋脚番号	免震支承			橋脚		基礎		橋の減衰定数 h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{Pi}	K_{Pi} (tf/m)	$h_{Fui}(h_F\theta_i)$	$K_{Fui}(K_F\theta_i)$ tf/m, (tf·m)	
橋軸	A_1・A_2	0.039	0.18	2990	0.05	369716	0.2	148000 (305000)	0.19
	P_1・P_4	0.018	0.25	17090		42717		107000 (4730000)	
	P_2・P_3	0.018	0.25	17090		42717		103000 (4668000)	
直角	A_1・A_2	0.041	0.18	2940	0.05	2×10^7	0.2	191000(61414800)	0.21
	P_1・P_4	0.020	0.25	15440		210938		142000 (8217000)	
	P_2・P_3	0.016	0.25	18710		210938		133000 (7904000)	

c. 免震支承の変位

図－4.2.6のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果、上下部構造間に生じる相対変位に、b.で算出した震度法に用いる設計水平震度k_hを乗じることにより、免震支承の設計変位は表－4.2.18のように算出される。

表－4.2.18　免震装置の設計変位（mm）

	A_1・A_2橋台	P_1・P_4橋脚	P_2・P_3橋脚
橋軸方向	39	18	18
橋軸直角方向	41	21	16

d. 橋脚天端に作用する水平反力

図－4.2.6のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果、橋脚天端に生ずる水平力（せん断力）に、b.で算出した震度法に用いる設計水平震度k_hを乗じることにより、上部構造の慣性力によって橋脚天端に作用する水平力は、表－4.2.19のように算出される。

表－4.2.19　橋脚天端に作用する水平反力　（tf）

	橋軸		直角
	温度変化	地震	地震
A_1・A_2橋台	120	116	122
P_1・P_4橋脚	90	303	313
P_2・P_3橋脚	60	303	288

ii) 下部構造の照査

a. 基礎の安定計算

基礎底面に作用する荷重および計算結果を表－4.2.20に示す。

表－4.2.20　安定計算結果

(a) P1･P4橋脚

方向	橋軸方向						直角方向	
荷重	常時		温度変化		地震時		地震時	
浮力	無	有	無	有	無	有	無	有
原点の作用力								
No (tf)	2802.14	2610.62	2802.14	2610.62	2473.14	2281.62	2473.14	2281.62
Ho (tf)	0.00	0.00	90.00	90.00	576.79	576.79	591.79	591.79
Mo (tfm)	0.00	0.00	1260.00	1260.00	5713.49	5713.49	5923.49	5923.49
原点変位								
δx (cm)	0.00	0.00	0.19	0.19	0.73	0.73	0.90	0.90
δy (cm)	0.37	0.35	0.37	0.35	0.33	0.30	0.33	0.30
α (Rad)	0.0000002	0.0000001	0.0001693	0.0001692	0.0007829	0.0007829	0.0014317	0.0014317
許容値 δa (cm)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
鉛直反力								
PN 1 (tf)	233.56	217.59	281.19	265.22	426.61	410.64	474.93	458.97
PN 2 (tf)	233.53	217.57	249.40	233.44	279.60	263.64	206.10	190.14
PN 3 (tf)	233.50	217.54	217.62	201.66	132.59	116.63	-62.74	-78.70
PN 4 (tf)	233.47	217.51	185.84	169.88	-14.42	-30.37		
許容値 Ra (tf)	310.00	310.00	310.00	310.00	490.00	490.00	490.00	490.00
Pa (tf)	-190.00	-190.00	-190.00	-190.00	-310.00	-310.00	-310.00	-310.00
水平反力								
PH (tf)	0.00	0.00	7.50	7.50	48.07	48.07	49.32	49.32
杭作用モーメント								
杭頭 MT (tfm)	0.01	0.01	-14.11	-14.11	-75.23	-75.23	-44.22	-44.22
地中部 Mm (tfm)	0.01	0.01	13.91	13.91	74.94	74.94	76.89	76.89
杭体応力度								
σc (kgf/cm²)	17.7	16.4	28.2	27.0	70.3	70.3	73.9	72.7
σs (kgf/cm²)	-0.2	-0.2	-365.8	-365.9	-2083.2	-2230.6	-2576.4	-2725.1
許容値								
σca (kgf/cm²)	80.0	80.0	92.0	92.0	120.0	120.0	120.0	120.0
σsa (kgf/cm²)	1800.0	1800.0	2070.0	2070.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0

杭　種 ： 場所打ち杭

杭　径 ： φ1.200 m

杭　長 ： L = 40.500 m

鉄筋量 ： D29 - 20本 (AS = 128.48 cm²)

(b) P2･P3橋脚

方向	橋軸方向						直角方向	
荷重	常時		温度変化		地震時		地震時	
浮力	無	有	無	有	無	有	無	有
原点の作用力								
No (tf)	2626.14	2434.62	2626.14	2434.62	2308.14	2116.62	2308.14	2116.62
Ho (tf)	0.00	0.00	60.00	60.00	576.79	576.79	561.79	561.79
Mo (tfm)	0.00	0.00	840.00	840.00	5713.49	5713.49	5503.49	5503.49
原点変位								
δx (cm)	0.00	0.00	0.14	0.14	0.79	0.79	0.90	0.90
δy (cm)	0.38	0.35	0.38	0.35	0.34	0.31	0.34	0.31
α (Rad)	0.0000000	0.0000000	0.0001171	0.0001171	0.0008132	0.0008132	0.0013504	0.0013504
許容値 δa (cm)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
鉛直反力								
PN 1 (tf)	238.74	221.33	271.71	254.30	438.80	421.39	463.32	445.91
PN 2 (tf)	238.74	221.33	249.73	232.32	286.15	268.74	209.83	192.42
PN 3 (tf)	238.74	221.33	238.74	221.33	209.83	192.42	-43.66	-61.07
PN 4 (tf)	238.74	221.33	227.75	210.34	133.51	116.10		
PN 5 (tf)	238.74	221.33	205.77	188.36	-19.14	-36.55		
許容値 Ra (tf)	310.00	310.00	310.00	310.00	490.00	490.00	490.00	490.00
Pa (tf)	-190.00	-190.00	-190.00	-190.00	-310.00	-310.00	-310.00	-310.00
水平反力								
PH (tf)	0.00	0.00	5.46	5.46	52.44	52.44	51.07	51.07
杭作用モーメント								
杭頭 MT (tfm)	0.00	0.00	-10.55	-10.55	-84.23	-84.23	-52.75	-52.75
地中部 Mm (tfm)	0.00	0.00	10.14	10.14	81.76	81.76	79.63	79.63
杭体応力度								
σc (kgf/cm²)	18.0	16.7	25.8	24.4	78.7	78.7	74.4	74.3
σs (kgf/cm²)	270.5	250.8	-273.7	-273.7	-2359.9	-2521.0	-2468.3	-2631.6
許容値								
σca (kgf/cm²)	80.0	80.0	92.0	92.0	120.0	120.0	120.0	120.0
σsa (kgf/cm²)	1800.0	1800.0	2070.0	2070.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0

杭　種 ： 場所打ち杭

杭　径 ： φ1.200 m

杭　長 ： L = 40.500 m

鉄筋量 ： D29 - 20本 (AS = 128.48 cm²)

b. 部材計算

各部材の応力計算結果を表－4.2.21に示す。

表－4.2.21　柱部の応力計算

検討断面			P1・P4 橋脚			P2・P3 橋脚		
			橋軸方向（温度変化）	橋軸方向（地震時）	直角方向（地震時）	橋軸方向（温度変化）	橋軸方向（地震時）	直角方向（地震時）
断面力	曲げモーメントM	tf·m	1080.0	4687.4	4867.4	720.0	4687.4	4867.4
	軸力 N	tf	2106.0	1777.0	1777.0	1930.0	1612.0	1612.0
	せん断力 S	tf	90.0	458.1	473.1	60.0	458.1	443.1
部材幅 B		cm	600	同左	270	600	同左	270
部材高 H		cm	270	同左	600	270	同左	600
有効高 d		cm	255	同左	585	255	同左	585
かぶり d0		cm	15	同左	15	15	同左	15
鉄筋	引張側 As	cm^2	619.48 (78-D32)	同左	65.81 (17-D22)	619.48 (78-D32)	同左	65.81 (17-D22)
	圧縮側 As'	cm^2	619.48 (78-D32)	同左	65.81 (17-D22)	619.48 (78-D32)	同左	65.81 (17-D22)
応力度	σc	kgf/cm^2	23.3	81.6	68.7	18.5	81.2	64.7
	σs	kgf/cm^2	20	1995	2000	57	2100	1978
	τ	kgf/cm^2	0.6	2.8	2.9	0.6	2.8	2.9
許容応力	σca	kgf/cm^2	92	120	120	92	120	120
	σsa	kgf/cm^2	2070	3000	3000	2070	3000	3000
	τa	kgf/cm^2	6.5	6.3	6.9	6.5	6.3	6.9

注）許容せん断応力度は照査断面に対する割増しを考慮した値

iii）免震装置の照査

i)で算出した免震装置に生じる変位 u_D は、免震装置の設計変位 u_B に対して、式(4.2.24)を満足しなければならない。

$$(u_D - u_B)/u_B \leq \pm 0.10 \qquad (4.2.24)$$

表－4.2.22に示すように、全ての免震支承に対して上式の関係が満足されている。

表－4.2.22　震度法レベルでの免震支承の設計変位 u_B の照査

	橋軸方向			橋軸直角方向			備考
	$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	
免震支承の設計変位 u_B (cm)	5.6	2.6	2.6	5.9	2.9	2.2	
免震支承に生じる変位 u_D (cm)	5.5	2.5	2.5	5.9	3.0	2.3	
変位の照査 $(u_D - u_B)/u_B$	- 0.02	- 0.04	- 0.04	0.00	0.03	0.05	$<\pm 0.10$

(5) 地震時保有水平耐力法による照査

i) 断面力と変位の算定

a. 固有周期の算定

イ. 固有周期の算定モデル

地震時保有水平耐力法による照査に用いる固有周期算定モデルの節点重量と部材剛性を、表－4.2.23および表－4.2.24に示す。算定モデルは、震度法の場合と同様に作成する。上部構造の部材剛性と基礎のバネ定数は震度法の場合と同じ値であるが、橋脚および橋台の部材剛性としては降伏剛性を用いなければならない。また、免震支承の水平バネ定数としては地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u^B に対応する等価剛性を用いる。

ロ. 橋脚・橋台の等価剛性

上部構造慣性力の作用位置における水平力と橋脚および橋台の変位の関係（Ｐ－δ曲線）を図－4.2.8に示す。

これより、下部構造の降伏時剛性と等価な断面２次モーメント（Ｉ）は式(4.2.25)で算定される。

$$I = \frac{P_y h^3}{3 E \delta_y} \qquad (4.2.25)$$

ここに、

h　：橋脚下端から上部構造慣性力の作用位置までの高さ（m）

P_y ：橋脚の降伏耐力（ｔｆ）

δ_y ：橋脚の降伏変位（m）

E　：弾性係数 ｔ／m^2

① A_1・A_2橋台

（橋軸） $I = 837.81 \times 4.671^3 / (3 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.0069) = 1.650\ m^4$

② P_1・P_4橋脚

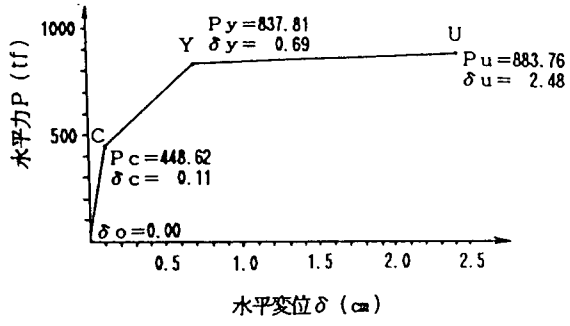
（橋軸） $I = 595.45 \times 12.0^3 / (3 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.0350) = 3.920\ m^4$

（直角） $I = 762.86 \times 12.0^3 / (3 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.0212) = 8.291\ m^4$

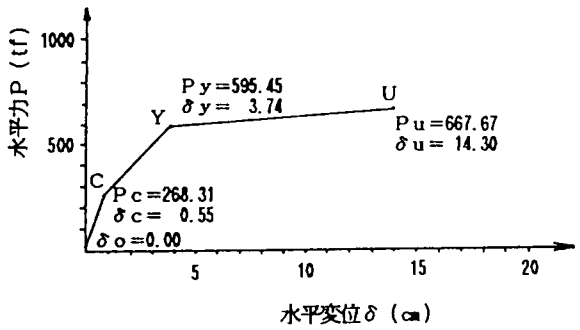
③ P_2・P_3橋脚

（橋軸） $I = 595.45 \times 12.0^3 / (3 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.0374) = 3.668\ m^4$

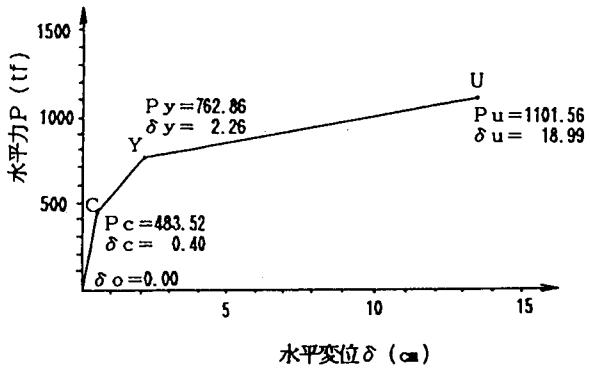
（直角） $I = 762.86 \times 12.0^3 / (3 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.0226) = 7.777\ m^4$



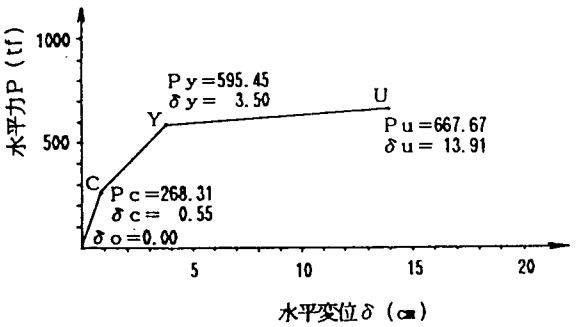
(a) A1･A2 橋台，橋軸方向



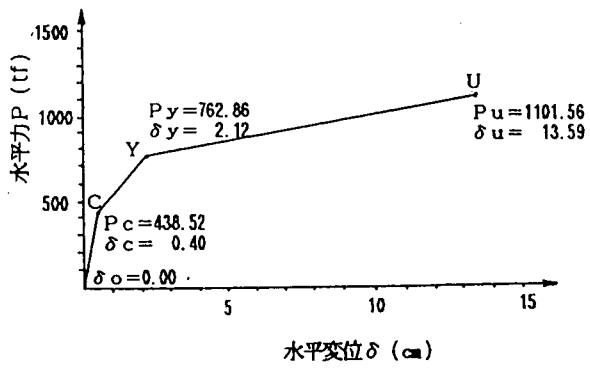
(b) P2･P3 橋脚，橋軸方向



(c) P2･P3 橋脚，直角方向



(d) P1･P4 橋脚，橋軸方向



(e) P1･P4 橋脚，直角方向

図－4.2.8　P－δ曲線

表－4.2.23　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸方向）

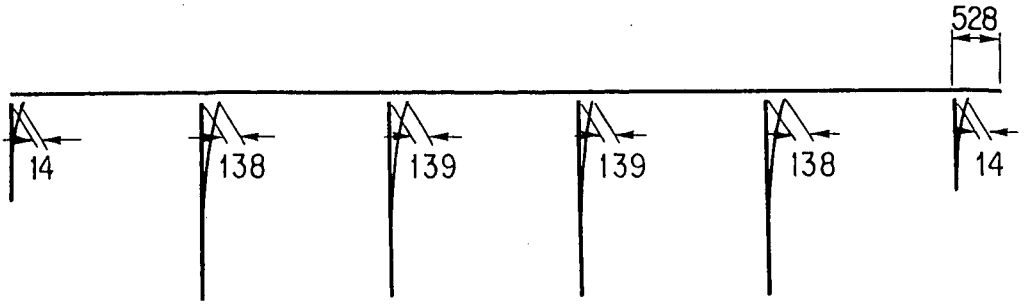
節点	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量 (tf)
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0.0
13	0.000	-0.837	218.8
14	0.000	-2.000	0.0
15	0.000	-3.350	143.4
16	0.000	-4.700	0.0
17	0.000	-5.655	442.0
18	0.000	-6.500	0.0
19	65.000	0.000	0.0
20	65.000	-1.148	182.3
21	65.000	-2.500	0.0
22	65.000	-7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0.0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0.0
26	130.000	0.000	0.0
27	130.000	-1.148	182.3
28	130.000	-2.500	0.0
29	130.000	-7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0.0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0.0
33	195.000	0.000	0.0
34	195.000	-1.148	182.3
35	195.000	-2.500	0.0
36	195.000	-7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0.0
38	195.000	-13.075	349.6
39	195.000	-14.000	0.0
40	260.000	0.000	0.0
41	260.000	-1.148	182.3
42	260.000	-2.500	0.0
43	260.000	-7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0.0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0.0
47	325.000	0.000	0.0
48	325.000	-0.837	218.8
49	325.000	-2.000	0.0
50	325.000	-3.350	143.4
51	325.000	-4.700	0.0
52	325.000	-5.655	442.0
53	325.000	-6.500	0.0

部材	断面2次モーメント $I\ (m^4)$	弾性係数 $E\ (tf/m^3)$
1-2	0.830	21000000
2-3	0.830	21000000
3-4	0.830	21000000
4-5	0.830	21000000
5-6	0.830	21000000
6-7	0.830	21000000
7-8	0.830	21000000
8-9	0.830	21000000
9-10	0.830	21000000
10-11	0.830	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	15.319	2500000
13-14	15.319	2500000
14-15	1.650	2500000
15-16	1.650	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	3.920	2500000
22-23	3.920	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	3.668	2500000
29-30	3.668	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	3.668	2500000
36-37	3.668	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	3.920	2500000
43-44	3.920	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	15.319	2500000
48-49	15.319	2500000
49-50	1.650	2500000
50-51	1.650	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000

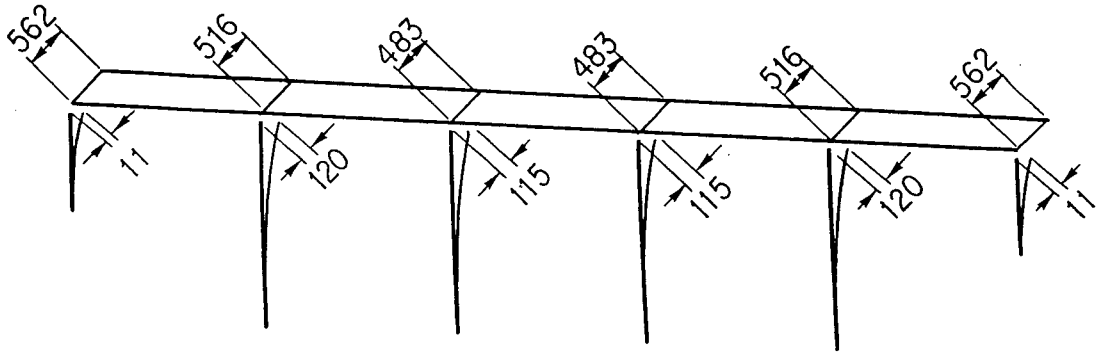
表－4.2.24　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸直角方向）

節点	X座標 (m)	Y座標 (m)	重量 (tf)
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0.0
13	0.000	-0.837	218.8
14	0.000	-2.000	0.0
15	0.000	-3.350	143.4
16	0.000	-4.700	0.0
17	0.000	-5.655	442.0
18	0.000	-6.500	0.0
19	65.000	0.000	0.0
20	65.000	-1.148	182.3
21	65.000	-2.500	0.0
22	65.000	-7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0.0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0.0
26	130.000	0.000	0.0
27	130.000	-1.148	182.3
28	130.000	-2.500	0.0
29	130.000	-7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0.0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0.0
33	195.000	0.000	0.0
34	195.000	-1.148	182.3
35	195.000	-2.500	0.0
36	195.000	-7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0.0
38	195.000	-13.075	349.6
39	195.000	-14.000	0.0
40	260.000	0.000	0.0
41	260.000	-1.148	182.3
42	260.000	-2.500	0.0
43	260.000	-7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0.0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0.0
47	325.000	0.000	0.0
48	325.000	-0.837	218.8
49	325.000	-2.000	0.0
50	325.000	-3.350	143.4
51	325.000	-4.700	0.0
52	325.000	-5.655	442.0
53	325.000	-6.500	0.0

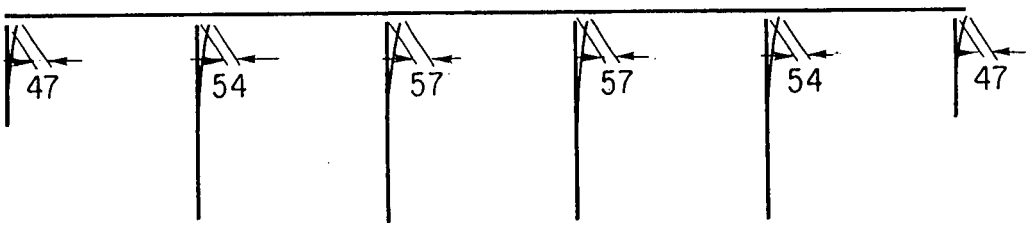
部材	断面2次モーメント I (m^4)	弾性係数 E (tf/m^3)
1-2	10.840	21000000
2-3	10.840	21000000
3-4	10.840	21000000
4-5	10.840	21000000
5-6	10.840	21000000
6-7	10.840	21000000
7-8	10.840	21000000
8-9	10.840	21000000
9-10	10.840	21000000
10-11	10.840	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	398.763	2500000
13-14	398.763	2500000
14-15	276.963	2500000
15-16	276.963	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	8.291	2500000
22-23	8.291	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	7.777	2500000
29-30	7.777	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	7.777	2500000
36-37	7.777	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	8.291	2500000
43-44	8.291	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	398.763	2500000
48-49	398.763	2500000
49-50	276.963	2500000
50-51	276.963	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000



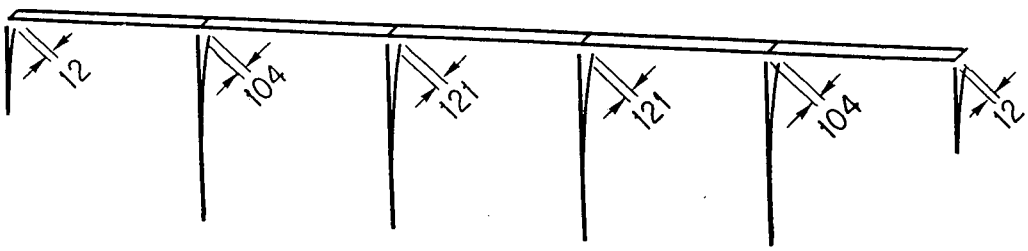
(a) 免震橋梁：橋軸方向



(b) 免震橋梁：直角橋軸方向



(c) 非免震橋梁：橋軸方向



(d) 非免震橋梁：直角橋軸方向

図－4.2.9　自重に相当する水平力を作用させた場合の変位分布（単位：mm）

A. 固有周期の算定

固有周期算定モデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位を図－4.2.9 に示す。これより、固有周期を算出すると表－4.2.25のようになる。

表－4.2.25　固有周期（秒）

特性値	橋軸方向		橋軸直角方向	
	免震	非免震	免震	非免震
$\Sigma (W_i \cdot u_i^2)$	1504.16	19.33	1419.54	63.45
$\Sigma (W_i \cdot u_i)$	3022.69	406.65	2888.16	659.94
δ (m)	0.498	0.047	0.492	0.096
T (sec)	1.42	0.44	1.41	0.62

b. 設計水平震度

橋の減衰常数hは表－4.2.26のように算出される。したがって、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc}は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに式(4.2.26)で計算される。

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hco} \qquad (4.2.26)$$

$$= 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0$$

$$= 0.9$$

ここに、

k_{hco} ： 設計水平震度の標準値　(=1.0)

c_z ： 地域別補正係数　(=1.0 ， A地域)

c_I ： 重要度別補正係数　(=1.0 ， 1　級)

c_R ： 振動特性別補正係数　(=1.0 ， T=1.42秒(橋軸方向), T=1.41秒(橋軸直角方向))

c_E ： 橋の減衰定数に基づく補正係数　(=0.9 ， (0.1≦h＜0.12))

表－4.2.26　橋の減衰定数

方向	橋脚番号	免震支承			橋脚		基礎		橋の減衰定数 h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{Pi}	K_{Pi} (tf/m)	$h_{Fui}(h_F\theta_i)$	$K_{Fui}(K_F\theta_i)$ tf/m, (tf·m)	
橋軸	$A_1 \cdot A_2$	0.468	0.12	750	0.05	119193	0.2	148000 (305000)	0.117
	$P_1 \cdot P_4$	0.351	0.13	2910		16615		107000 (4730000)	
	$P_2 \cdot P_3$	0.354	0.13	2910		16428		103000 (4668000)	
直角	$A_1 \cdot A_2$	0.483	0.12	750	0.05	2×10^7	0.2	191000(61414800)	0.118
	$P_1 \cdot P_4$	0.350	0.13	2900		36936		142000(8217000)	
	$P_2 \cdot P_3$	0.354	0.13	2910		36671		133000 (7904000)	

ii) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査

a. 耐力計算

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.7および5.8により、終局水平耐力およびせん断耐力を計算する。結果を表－4.2.27に示す。なお、本橋の橋脚では曲げ破壊が先行すると判定される。

表－4.2.27　耐力計算

		橋　軸	直　角
P_1・P_4橋脚	P_u	668	1102
	P_s	1213	1650
P_2・P_3橋脚	P_u	668	1102
	P_s	1213	1650

P_u ：終局水平耐力（tf）

P_s ：せん断耐力　（tf）

b. 等価水平震度

地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度および曲げ破壊が先行すると判定された場合の許容塑性率は式(4.2.27)で求められる。

$$\left.\begin{aligned} k_{he} &= \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}} \\ \mu &= 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \end{aligned}\right\} \qquad (4.2.27)$$

ここに、

k_{he}：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度（小数点以下２けたに丸める）

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

μ：許容塑性率

δ_u：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に規定される鉄筋コンクリート橋脚の終局変位（m）

δ_y：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に規定される鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位（m）

α：安全係数（1.5とする）

等価水平震度の計算結果を表－4.2.28に示す。

表－4.2.28　等価水平震度

		許容塑性率 μ	設計水平震度 k_{hc}	等価水平震度 k_{he}
P_1・P_4橋脚	橋　軸	2．94	0．9	0．45
	直　角	4．60	0．9	0．35
P_2・P_3橋脚	橋　軸	2．88	0．9	0．46
	直　角	5．95	0．9	0．30

c. 安全性の照査

橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果を表－4.2.29に示す。

表－4.2.29　地震時保有水平耐力の照査結果

		照査水平力 P(tf)	保有水平耐力 Pa(tf)	判　定
P_1・P_4橋脚	橋　軸	638	644	OK.
	直　角	496	989	OK.
P_2・P_3橋脚	橋　軸	642	644	OK.
	直　角	419	989	OK.

iii)　免震装置の照査

i)で算出した免震装置に生じる変位u_Dは、免震装置の設計変位u_Bに対して、式(4.2.28)を満足しなければならない。

$$(u_D - u_B)/u_B \leqq \pm 0.10 \qquad (4.2.28)$$

表－4.2.30に示すように、全ての免震支承に対して上式の関係が満足されている。

表－4.2.30　地震時保有水平耐力レベルでの免震支承の設計変位量u_Bの照査

	橋軸方向			橋軸直角方向			備　考
	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	
支承の設計変位　u_B　(cm)	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
支承に生じる変位　u_D　(cm)	66.0	50.1	49.8	70.9	51.2	47.2	
変位の照査　$(u_D - u_B)/u_B$	－0.01	－0.01	－0.02	0.03	－0.02	－0.07	＜±0.10

(6) 構造細目

i) 桁端の遊間(S_B)および桁掛り長(S_E)の設定

a. 設計方針（図－4.2.10参照)

・桁端の遊間(S_B)は、温度変化による伸縮量と、震度法レベルで生じる地震時の変位のうち大きい方の値とする。

・桁掛り長(S_E)は、道示Vに規定される式(5.2.1)とマニュアル（案）に規定する式(6.3.1)の大きい方の値とする。

b. 寸法設定条件

表－4.2.31　寸法設定条件

項　　目	数　　値
① 温度変化　(-10～ 40℃)	±25℃
② 温度変化による桁端の伸縮量	325000×0.000012×25/2=±49 mm
③ 桁のたわみによる桁端の変位	(2600×2/3)×1/150=12 mm
④ 免震装置の設計変位	
・震度法レベル　(u_B)　橋軸方向	42 mm
橋軸直角方向	44 mm
・地震時保有水平　橋軸方向	481 mm
耐力法レベル(u_B)　橋軸直角方向	500 mm
⑤ 道示Vに規定される桁端から下部構造頂部縁端の距離(S_E)	70+0.5×65=103.0 cm　(道示V(7.2.1)式)
⑥ ﾏﾆｭｱﾙ(案)に規定する桁端から　――― 〃 ―――　(S_E)	70+69.9 =139.9 cm　(ﾏﾆｭｱﾙ案(6.3.1)式)
⑦ 免震装置の設置誤差などによる余裕代(L_A)	30 mm　　(マニュアル(案)(6.5.1)式)
⑧ 橋台部の免震装置設置幅	1200×1200 mm
⑨ 橋台部の免震装置の高さ	500 mm
⑩ 橋軸方向支承縁端と下部構造頂部縁端の距離(S)	20×0.5×65=53→55cm (道示IV(5.2.1)式)
⑪ 免震装置と桁端との距離	250 mm

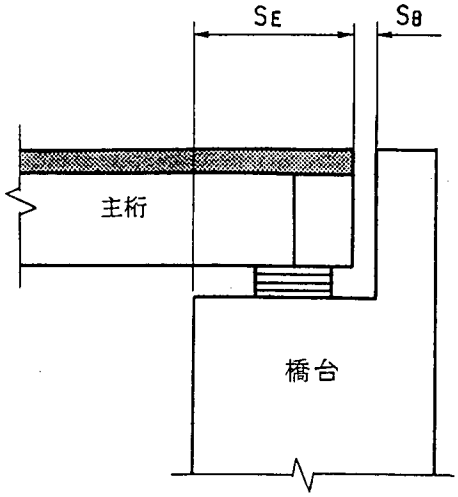
c. 桁端の遊間(S_B)

温度変化時は温度変化による桁伸縮とたわみによる桁の水平変位を加えると49+12=61mmとなる。一方、地震時はマニュアル（案）の式（6.2.1）によれば震度法レベルの免震装置の設計変位u_B(=42mm)＋100mmで142mmとなる。したがって、桁端遊間(S_B)の必要長さは150mmとする。

震度法レベル以上の地震力を受けると桁が橋台に衝突するため、衝撃をやわらげる目的で、スポンジゴムなどを設置する空間を設ける。

d. 桁掛り長さ(S_E)

桁掛り長さ(S_E)は、表－4.2.31に示す⑤と⑥の値のうち大きい方の値となる。しかし、本橋では下部構造頂部の縁端距離S(550)に免震装置の大きさ(1200)と免震装置と桁端との距離(250)を加えた値(550+1200+250=2000mm)の方がはるかに大きい。このため、桁掛り長さ（S_E)は2000mmとする。



図－4.2.10　　桁端遊間(S_B)と桁掛り長さ(S_E)

ii)　伸縮装置

a. 伸縮装置の設計伸縮量

ｲ. 橋軸方向

マニュアル（案）の式(6.5.1)では、地震に対する伸縮装置の設計伸縮量(L_E)として、震度法に用いる免震装置の設計変位u_Bに、免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量(L_A≒30mm)を加えた値を規定している。ただし、温度変化などによる常時の伸縮量の方が大きい場合には、その値を下まわってはならないと規定されている。

ここでは、震度法レベルの地震変位に比べて温度変化による桁の変位の方が大きいため、橋軸方向の伸縮装置の設計伸縮量(L_E)は、温度変化による桁端の変位(±49mm)に、活荷重に伴う桁のたわみによる桁端の変位(12mm)を加えた値で決定する。

$$L_E = 49 + 49 + 12 + 30 = 140 \text{ mm}$$

ﾛ. 橋軸直角方向

橋軸直角方向の地震に対する伸縮装置の設計伸縮量(L_E)は、橋軸方向と同様に求める。すなわち、震度法に用いる免震装置の設計変位(u_B=41mm)に、免震装置の設置誤差など考慮した余裕量(L_A≒30mm)を加えた値をとるものとする。

$$L_E = 41 + 30 = 71 \text{ mm}$$

b. 伸縮装置の選定

ここでは、マニュアル（案）の参考資料－４に示されているフィンガー方式を採用した場合について、基本寸法を算定し、概略形状を図－4.2.11に示す。

c. 基本寸法の算定

イ. フィンガー長さ F

$F = L_E + b_{min} + c_{min}$

$= 140 + 20 + 15 = 175$ mm

ここで、

L_E ：伸縮装置の橋軸直角方向設計伸縮量（=140mm）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ（=20mm）

c_{min} ：フィンガーの最小遊間（=15mm）

ロ. 台座長 D

D= a ＋ 最低温度時のフィンガーの遊間 ＋ F ＋ フィンガープレートの最小ラップ

$= 70 + (49+49+12+15+30) + 175 + 20$

$= 70 + 155 + 175 + 20 = 420$mm

ここで、

a ：フィンガープレートラップ長

$a = -\Delta l(t+S) + b_{min}$

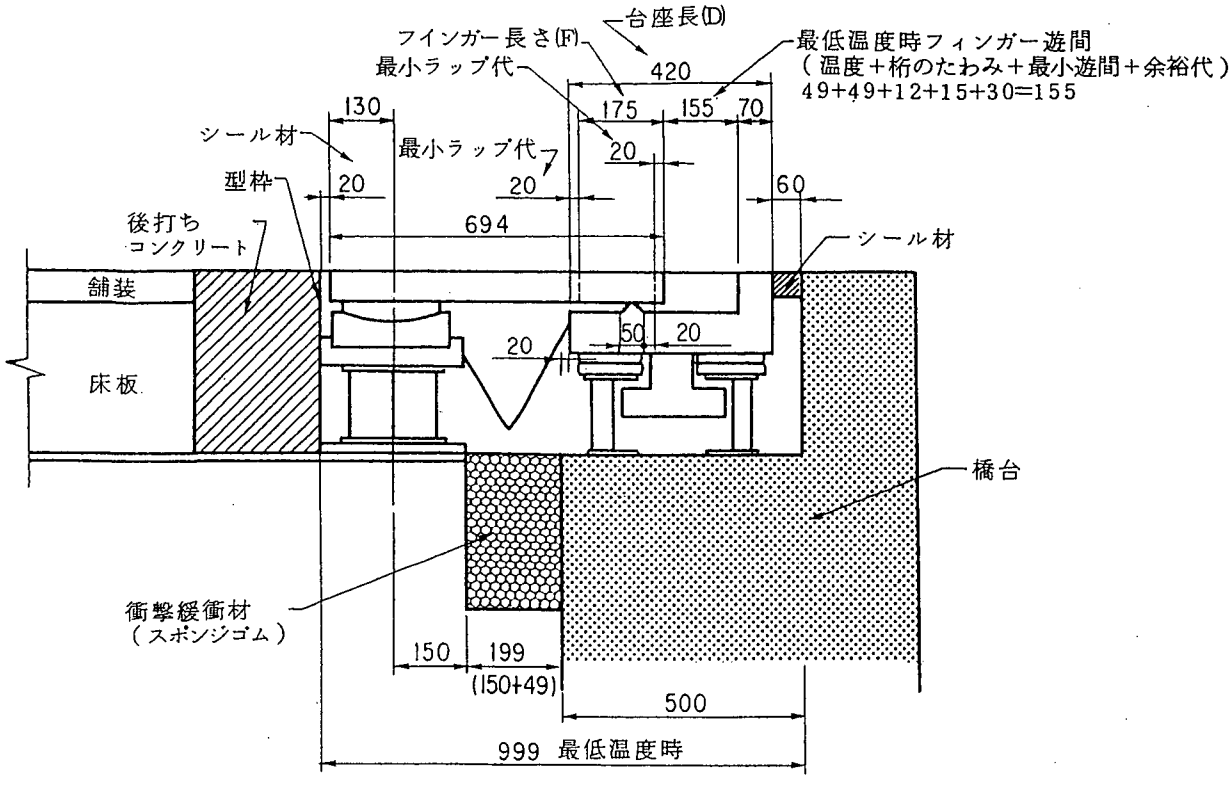
$= 49 + 20 = 69 \rightarrow 70$mm

ここで、

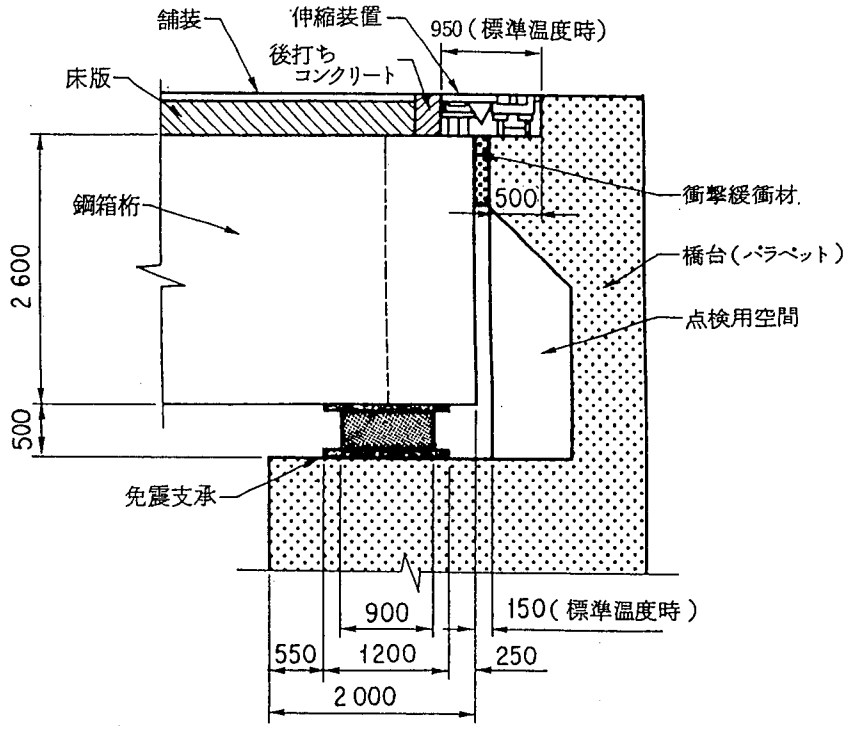
$-\Delta l(t+S)$：標準温度からの桁の縮み量（=49mm）

d. 伸縮装置部の構造概要

伸縮装置部の構造概要を図－4.2.11および図－4.2.12に示す。



図－4.2.11　伸縮装置（最低温度での位置関係）



図－4.2.12　桁端部構造図

iii) 落橋防止装置

桁端には落橋防止装置（桁と下部構造を結ぶ構造）を設ける。落橋防止装置の作用力H_Rは、以下のとおりとなる。

$$H_R = 2 \cdot k_h \cdot R_d$$

ここに、

H_R ： 落橋防止装置の設計に用いる水平力（tf）

k_h ： 設計水平震度（震度法レベル）

R_d ： 死荷重による鉛直反力（tf）

したがって、落橋防止装置の設計に用いる水平力H_Rは次のようになる。

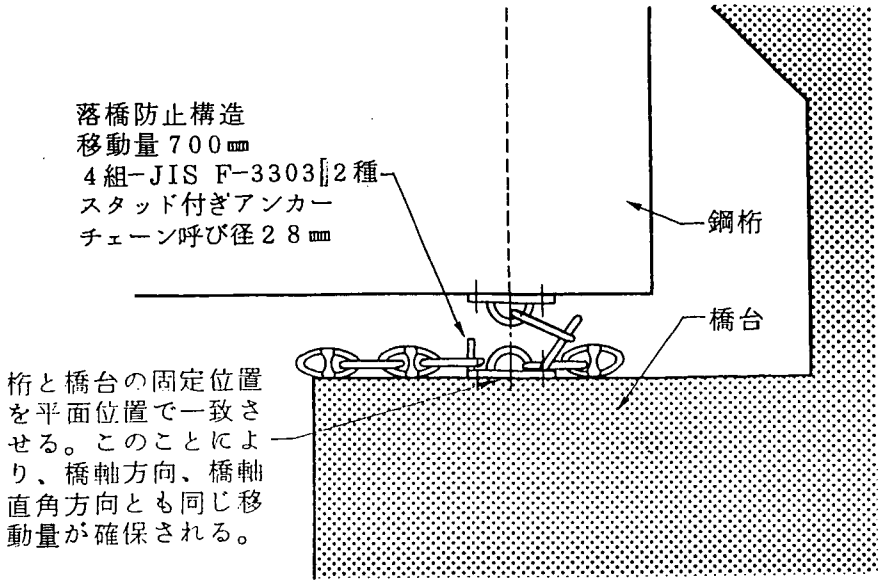
$$H_R = 2 \times 0.27 \times 212$$

$$= 114 \text{ tf}$$

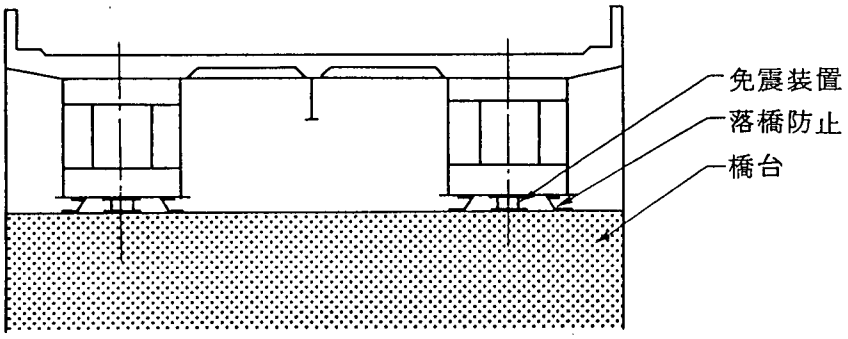
また、落橋防止装置が作動し始める移動量は、地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計変位u_Bを許容する値として700mmとする。

落橋防止装置の構造としては、いろいろなタイプが使用できる。ここでは、二方向の移動制限を簡単な構造で実現するために、チェーンによる連結方式を採用する。桁の固定点と橋台の固定点とを水平位置で同一にすると、二方向に同じだけ移動量を与えることができる。

２本の主桁に二カ所ずつ設置すると、一カ所あたりの水平力は114/4=28.5tfとなる。チェーンのサイズをできるだけ小さくするために、JIS F-3303の２種スタッド付きアンカーチェーン（呼び径で28mm）を採用する。この耐力は32.7tfである。



図－4.2.13　落橋防止装置



図－4.2.14　免震装置および落橋防止装置の配置

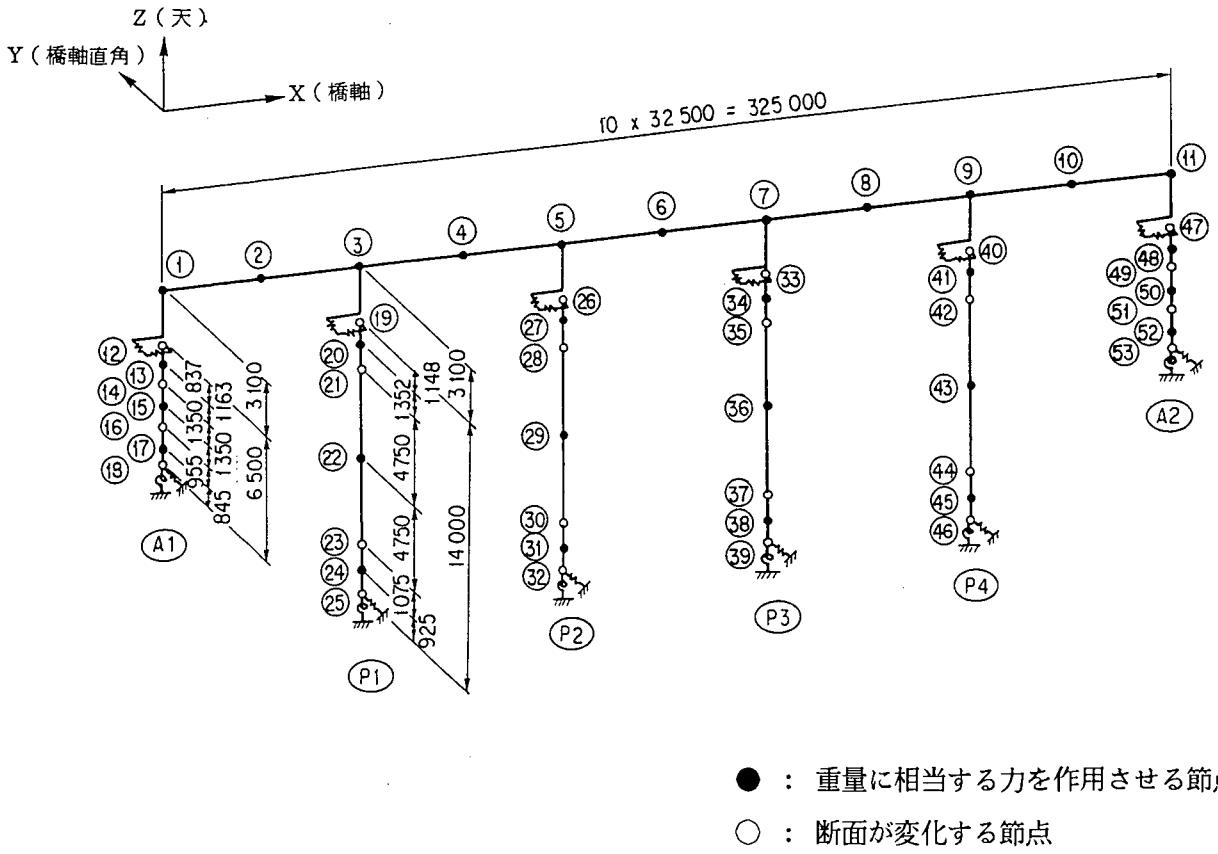
(7) 動的解析による検討

動的解析に用いる骨組構造モデルを図－4.2.15に示す。質量を設ける接点と質量を設けない接点の取り方は、道路橋示方書V耐震設計編の参考資料によっている。また、モデルの諸元を表－4.2.32に示す。

固有値解析の結果を表－4.2.33に示す。震度法レベルに比べると地震時保有水平耐力法レベルでは、支承や橋脚の剛性が低下するため、これらに依存するモードは固有周期が約２倍に長くなり、それに伴ってモードの順序も入れ替っている。

動的解析は応答スペクトル法によるものとし、入力地震動としてはマニュアル（案）の標準加速度応答スペクトルを用いた。動的解析では、50次まで（有効質量99%以上）を考慮し、応答値はＲＭＳ法によって算出した。

解析結果を表－4.2.34 および図－4.2.16に示す。動的解析は静的解析結果の約７～８割程度の値を与える。ただし、橋軸直角方向に加振した場合の桁端の変位は、静的解析よりも10～20%大きくなる。これは、橋軸直角方向にも全区間免震化した場合には、桁端で相対変位が大きくなることを意味している。このような点は、まだ、免震橋の建設の歴史が浅く、地震観測や実験でも十分確かめられていない点であり十分注意して慎重に対処していくことが重要である。橋軸直角方向の橋台に作用するせん断力も静的解析結果を15%程度上わっているが、これについては、この方向の橋台には十分な耐力があるため、耐震設計上問題とはならない。



● ： 重量に相当する力を作用させる節点

○ ： 断面が変化する節点

図－4.2.15　　解析モデル図

表－4.2.32　解析モデルの特徴

（a）節点重量

節点		重量(t)	節点数
桁	端	267.6	2
	中間	535.3	9
A1,A2	上	218.8	2
	中	143.4	2
	下	442.0	2
P1,P2 P3,P4	上	182.3	4
	中	384.8	4
	下	439.6	4
合計		10988.1	

（b）補正係数

地盤種別	Ⅲ種
地域別補正係数	c_z=1.0
重要度別補正係数	c_I=1.0

（c）減衰定数

上部構造	0.02
下部構造	0.05
基礎	0.3

（d）弾性係数(tf/m²)

上部構造	2.1×10^7
下部構造	2.5×10^6

部材剛性					
部材		A(m²)	面内 I(m⁴)	面外 I(m⁴)	J (m⁴)
桁		0.729	0.830	10.840	0.435
A1,A2	上	30.625	15.319	398.763	53.706
	中	21.25	5.118 (1.650)	276.693	18.716
	下	∞	∞	∞	∞
P1,P4	上	∞	∞	∞	∞
	中	16.20	9.842 (3.828)	48.6 (8.510)	28.222
	下	∞	∞	∞	∞
P2,P3	上	∞	∞	∞	∞
	中	16.20	9.842 (3.785)	48.6 (8.449)	28.222
	下	∞	∞	∞	∞

注）（　）は地震時保有水平耐力法、他は震度法、地震時保有水平耐力法

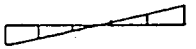
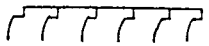
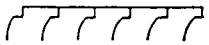
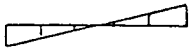
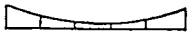
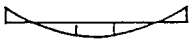
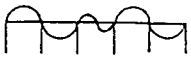
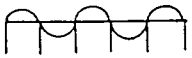
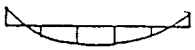
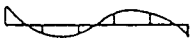
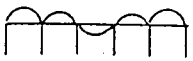
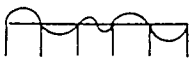
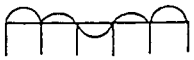
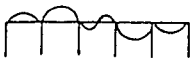
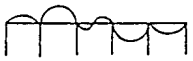
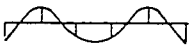
基礎	バネ定数 (tf/m,tf)				
	水平	鉛直	面内回転	面外回転	連成
A1,A2	256 300	750 800	6 209 000	12 341 300	469 500
P1,P4	256 300	750 800	6 209 000	10 150 800	469 500
P2,P3	235 000	688 300	6 066 900	9 727 200	430 300

支承		等価剛性 (tf/m)			等価減衰定数		
		A1,A2	P1,P4	P2,P3	A1,A2	P1,P4	P2,P3
X	L1	2990	17090	17090	0.28	0.26	0.26
	L2	750	2910	2910	0.12	0.13	0.13
Y	L1	2940	15440	18710	0.28	0.27	0.25
	L2	750	2900	2910	0.12	0.13	0.13

注）L1：震度法レベル，L2：地震時保有水平耐力法レベル

支承の拘束条件					
並進			回転		
X	Y	Z	X	Y	Z
弾性固定	弾性固定	固定	固定	自由	自由

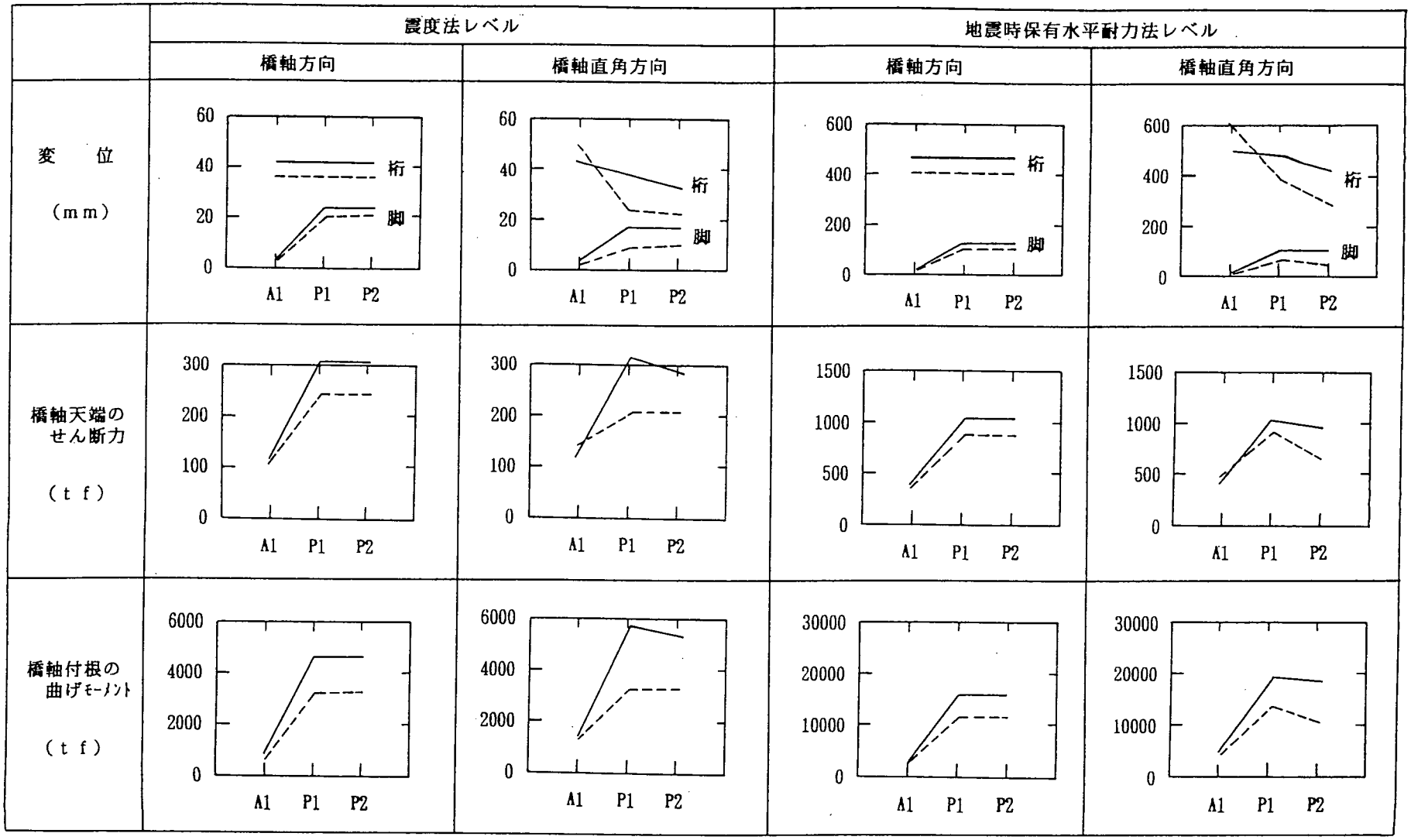
表－4.2.33　固有値解析結果

震度法レベル				対応	地震時保有水平耐力法レベル			
T (sec)	モード		次数		次数	モード		T (sec)
0.823	桁		1		1		支承、脚	1.493
0.809	支承、脚		2		2		桁	1.461
0.780	支承、脚		3		3		桁、支承、脚	1.452
0.773	桁、支承、脚		4		4		桁、支承、脚	1.251
0.751	桁		5		5		桁	0.836
0.687	桁、支承、脚		6		6		桁、支承、脚	0.789
0.616	桁		7		7		桁	0.759
0.569	桁、支承、脚		8		8		桁	0.619
0.508	桁		9		9		桁	0.509
0.445	桁		10		10		桁、支承、脚	0.470

表－4.2.34　動的解析結果

				A1･A2	P1･P1	P2･P3
桁変位 (mm)	L1	X	静的	42.00	42.00	42.00
			動的	36.00	36.00	36.00
			動／静	0.86	0.86	0.86
		Y	静的	44.00	38.00	33.00
			動的	51.00	24.00	23.00
			動／静	1.16	0.63	0.70
	L2	X	静的	475.00	474.00	474.00
			動的	412.00	412.00	412.00
			動／静	0.87	0.87	0.87
		Y	静的	506.00	482.00	434.00
			動的	611.00	394.00	287.00
			動／静	1.21	0.82	0.66
橋脚天端変位 (mm)	L1	X	静的	3.00	24.00	24.00
			動的	2.00	20.00	21.00
			動／静	0.67	0.83	0.88
		Y	静的	3.00	17.00	17.00
			動的	2.00	9.00	10.00
			動／静	0.67	0.53	0.59
	L2	X	静的	13.00	124.00	125.00
			動的	9.00	105.00	105.00
			動／静	0.69	0.85	0.84
		Y	静的	10.00	106.00	103.00
			動的	6.00	66.00	52.00
			動／静	0.60	0.62	0.50
支承変位 (mm)	L1	X	静的	39.00	18.00	18.00
			動的	34.00	14.00	14.00
			動／静	0.87	0.78	0.78
		Y	静的	41.00	21.00	16.00
			動的	48.00	13.00	11.00
			動／静	1.17	0.62	0.69
	L2	X	静的	462.00	350.00	349.00
			動的	404.00	307.00	305.00
			動／静	0.87	0.88	0.87
		Y	静的	496.00	358.00	331.00
			動的	614.00	311.00	223.00
			動／静	1.24	0.87	0.67
橋脚天端せん断力 (tf)	L1	X	静的	116.00	303.00	303.00
			動的	102.00	245.00	246.00
			動／静	0.88	0.81	0.81
		Y	静的	122.00	313.00	288.00
			動的	142.00	206.00	207.00
			動／静	1.16	0.66	0.72
	L2	X	静的	371.00	1021.00	1017.00
			動的	303.00	892.00	889.00
			動／静	0.82	0.87	0.87
		Y	静的	398.00	1045.00	966.00
			動的	453.00	901.00	649.00
			動／静	1.14	0.86	0.67
橋脚基部モーメント (tf･m)	L1	X	静的	828.00	4668.00	4662.00
			動的	523.00	3255.00	3292.00
			動／静	0.63	0.70	0.71
		Y	静的	1238.00	5731.00	5392.00
			動的	1151.00	3235.00	3315.00
			動／静	0.93	0.56	0.61
	L2	X	静的	2678.00	15679.00	15627.00
			動的	1604.00	11381.00	11233.00
			動／静	0.60	0.73	0.72
		Y	静的	4112.00	19052.00	18088.00
			動的	3865.00	13589.00	10323.00
			動／静	0.94	0.71	0.57

注）L1：震度法レベル入力
　　L2：地震時保有水平耐力法レベル入力



注）　実線：静的解析，破線：動的解析

図－4.2.16　動的解析結果と静的解析結果の比較

4.2.3　地盤との動的相互作用の検討

(1) 解析モデルと条件

橋の免震化は地盤が剛なほど効果があると考えられ、これまでⅠ種ないしⅡ種地盤を対象に、適用性の検討がなされている。一方、鋼橋の免震化に適する構造形式は、連続桁橋であり、鋼連続桁橋が実際に使用されるのは、都市内高速道路橋が多く、地盤種別としては、Ⅲ種地盤の場合も多い。そこで、本節では、昨年の研究で設定したモデル橋の5径間連続鋼橋を対象に、Ⅲ種地盤上における免震支承の適用性に関する検討を行うことにした。Ⅲ種地盤では、地盤の固有周期が長くなり、免震化した上部工の固有周期と地盤の固有周期が近接するため、上部工と基礎地盤との動的相互作用が問題になる可能性がある。したがって、解析モデルとして、地盤の剛性をばねのみで表し地表面地震波入力とした簡易モデルと、地盤との動的相互作用を考慮できる杭・地盤を含む全体モデルの2種を用いて解析を行う。その際、連続桁橋では、地震時に各橋脚がほぼ同様の挙動を示すことから1橋脚を取り出し、橋脚および杭を曲げせん断梁でモデル化し、杭間直下地盤および近傍地盤をばね質点モデルで表した。

免震支承の等価剛性や等価減衰および下部橋脚や杭などの構造寸法は、震度法により決定された値を用いた。表-4.2.35－表-4.2.37にそれらの諸元を示す。地震入力方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の両方に対し計算したが、両者で差はあまり見られなかったので、橋軸方向の諸元を示している。また、計算結果も橋軸方向入力について示す。

表－4.2.35　免震支承の等価剛性と等価減衰比

地震入力の種類	等価剛性	等価減衰比
レベル１地震動	14351 tonf/m	27.3%
レベル２地震動	2750 tonf/m	16.4%

表－4.2.36　橋脚の諸数値

地震入力の種類	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	断面積
レベル１地震動	13.5　m^4	37.5 m^2
レベル２地震動	4.635　m^4	同上

ここに、　レベル１地震動　；　震度法の照査に用いる地震入力

レベル２地震動　；　地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力

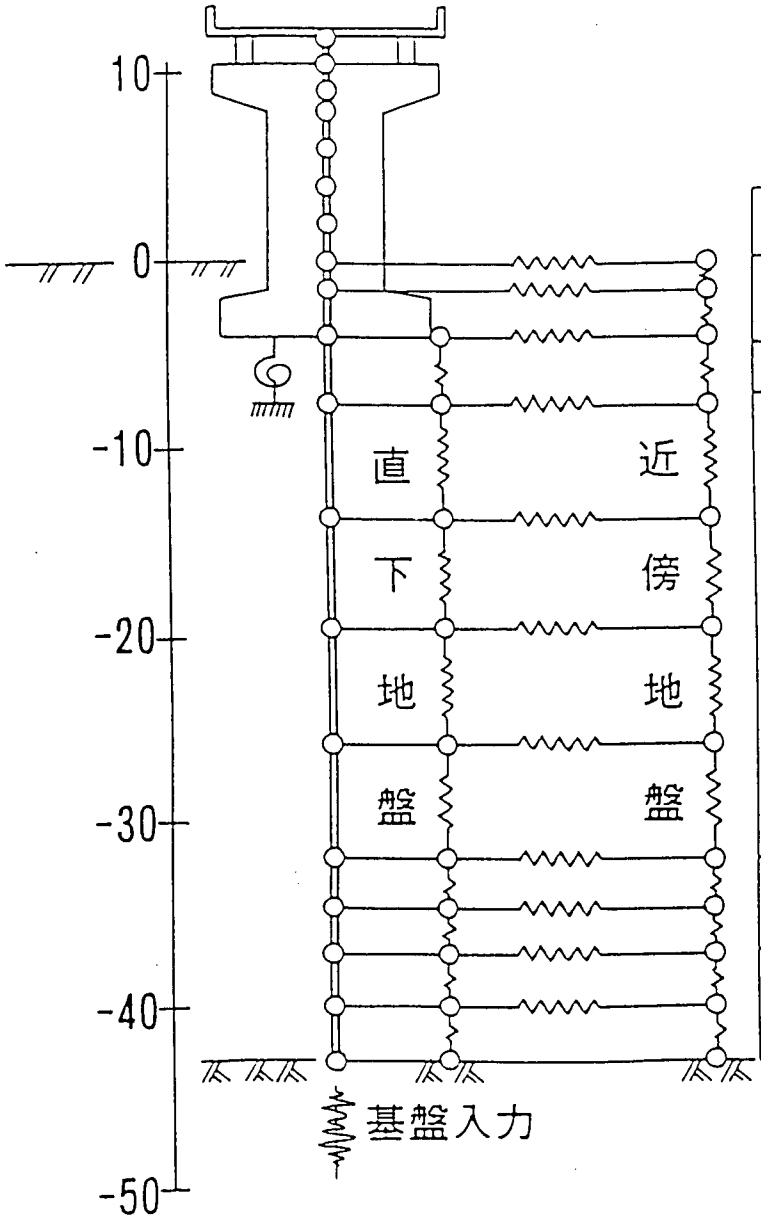
応答解析手法として、複素固有値解析に基づくモード合成法および地盤のせん断変形の非線形性を考慮した等価線形法の2種の時刻歴応答解析法を用いた。入力時刻歴波形として、簡易モデルには、レベル１（L_1）地震動、レベル２（L_2）地震動相当の応答スペクトルに対応した地表面地震波、全体モデルには地表面地震波を重複反射理論（ＳＨＡＫＥ）により基盤まで落とした波を用いた。

表－4.2.37　杭の諸数値

杭長	43.0　m
杭直径	1200　mm
杭本数	13　本

図-4.2.27に、全体モデルと地盤条件を示す。地盤条件は、道示耐震設計基準のＶ図－参Ⅱ．18に示されたⅢ種地盤の例(3)を参考に決定した。表層地盤周期が1秒になっている。近傍地盤は、フーチング直下地盤の10倍の範囲とし、直下地盤と近傍地盤とをつなぐ水平方向圧縮ばねの

剛性は、基礎杭の設計に用いられるChangの式より求めた。直下地盤および近傍地盤それぞれの各質点間をつなぐせん断ばねの剛性および減衰は、等価線形法では、Ramberg-Osgoodモデルを用い、微小ひずみ時の土のせん断ひずみに対応するせん断弾性定数と減衰定数とを初期値として、応答計算より得られる最大せん断ひずみの65%ひずみに対応するせん断弾性定数と減衰定数とを次ステップの計算に用い、収束するまで計算を繰り返した。実際の計算では、周波数領域で応答計算を行い、その結果を時間領域に変換している。また、モード合成法のせん断ばねの剛性および減衰は、等価線形法における収束した値を用いた。



Vs：せん断波速度
γt：土の単位体積重量
Hi：層厚
Ac：粘性土

土質	Vs (m/s)	γt (tf/m³)	Hi (m)
Ac	144.0	1.9	3.8
Ac	129.3	1.9	3.6
Ac	159.7	1.4	24.6
Ac	161.0	1.9	5.0
Ac	188.2	1.9	6.0

図－4.2.17　全体モデルと地盤条件

(2) 解析結果

i) 固有値解析結果

表-4.2.38に簡易モデルおよび全体モデルそれぞれの固有振動解析より求めた各振動モードの固有周期を示す。参考のため、全体モデルのところに、地盤のみのモデルの固有振動解析より求めた表層地盤の固有周期も示した。簡易モデルの1次モードの固有周期は、上部工の質量と免震支承の剛性で決まる固有周期に一致している。表層地盤の1次モードは、レベル1では1次モードに、レベル2では2次モードに現れている。従って、レベル1における応答値に動的相互作用の影響がより大きく現れると考えられる。

表－4.2.38　簡易モデルおよび全体モデルの低次振動モードの固有周期(s)

モード次数	レベル1			レベル2		
	簡易モデル	全体モデル	地盤モデル	簡易モデル	全体モデル	地盤モデル
1	0.634	0.839	0.716	1.253	1.312	0.882
2	0.163	0.579	0.238	0.237	0.894	0.282
3	0.0468	0.246	0.154	0.0633	0.296	0.184
4	0.0188	0.201	0.112	0.0280	0.248	0.135
5	0.0124	0.155	0.089	0.0130	0.182	0.107

ii) 加速度応答波形

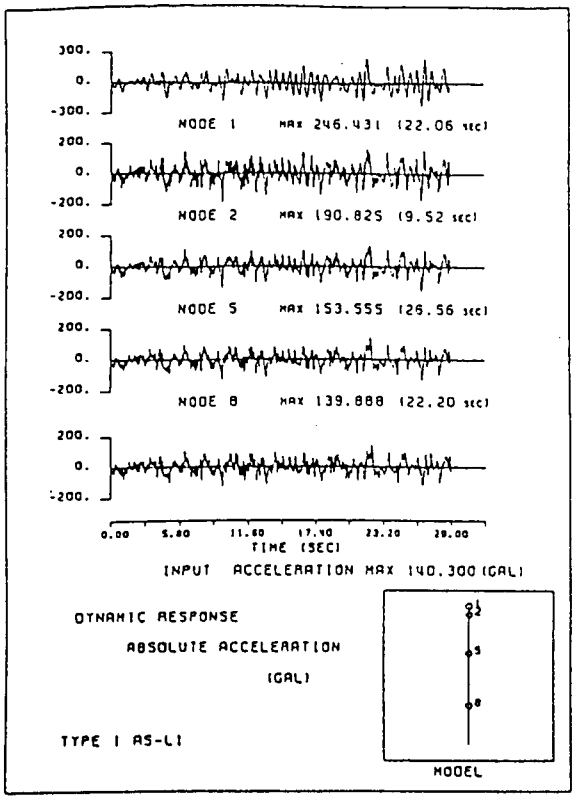
等価線形化法により求めた橋脚各部および近傍地盤地表面の加速度応答の時刻歴波形を図-4.2.28（レベル1）と図-4.2.29（レベル2）に示す。これらの図で、節点1の上部工の応答波形は高次モード成分を含む他の応答波形に比べ、上部工の質量と免震支承の剛性で決まる基本モードが卓越しており、表層地盤の基本周期が1次の周期になっているレベル1においても、橋脚天端（節点2）の最大加速度に比べてそれほど増大していない。また、簡易モデルの応答値と全体モデルの応答値との間にもそれほど差は、見られない。特に、レベル2では、地表面の最大加速度に比べ上部工の最大加速度は1.6倍程度に留まっている。これらのことから、Ⅲ種地盤においても、免震化による地震力の低減は期待できるといえよう。

また、全体モデルの近傍地盤地表面（節点31）の加速度波形は、レベル1、レベル2とも、簡易モデルの入力地震波形とほとんど一致していることがわかる。すなわち、重複反射理論によって基盤に落とされた地震波形が、近傍地盤の地表面で再び元の地表面地震波形にもどっていることが確認できる。

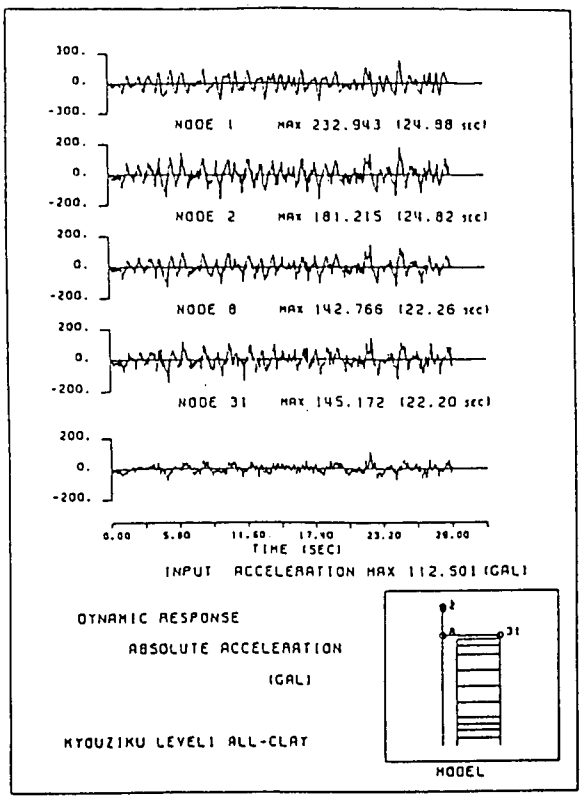
iii) 応答解析結果のまとめ

上部工の変位、免震支承の相対変位、免震支承に働くせん断力、橋脚根元の断面力に着目して、モード合成法と等価線形法による各最大応答値を表-4.2.39（レベル1）と表-4.2.40（レベル2）に示す。

これらの表より、モード合成法と等価線形法とを比較すると、両者の応答結果に差はあまり見られずほぼ等しい値が得られている。モード合成法の地盤のせん断弾性定数と減衰定数に等価線形法の収束値を用いたこと、各部別減衰を考慮できる複素固有値解析を用いたことにより、せん断ひずみによる地盤のせん断弾性定数と減衰定数の非線形性を考慮した等価線形法とほぼ等しい応答値が得られたものと考えられる。

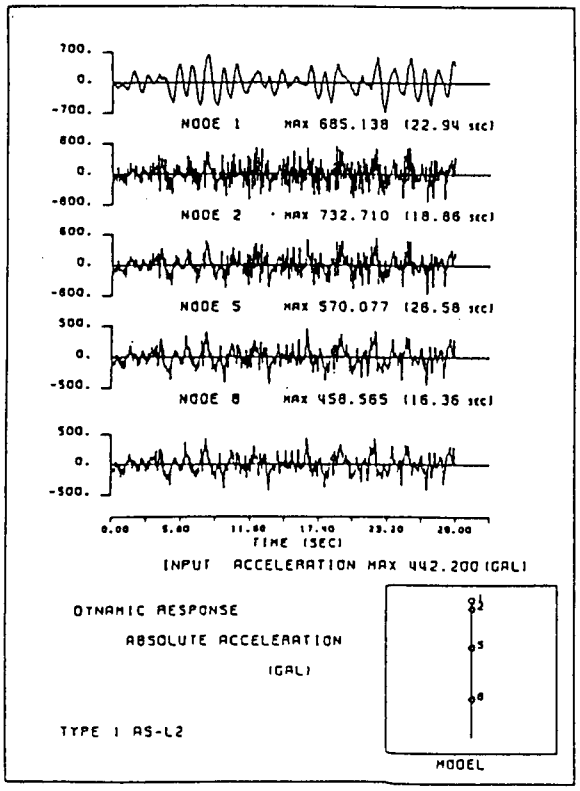


(a) 簡易モデル

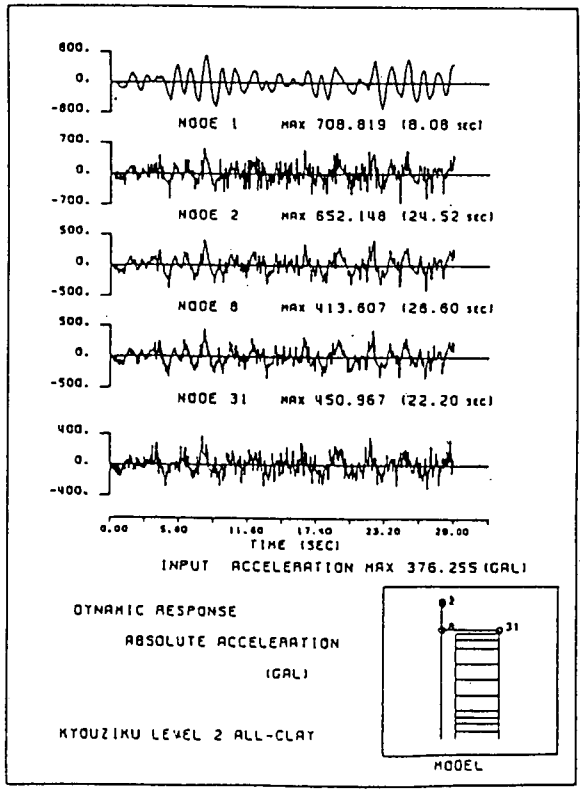


(b)全体モデル

図－4.2.18 レベル1の加速度応答波形と地震入力波形



(a) 簡易モデル



(b)全体モデル

図－4.2.19 レベル2の加速度応答波形と地震入力波形

次に、簡易モデルと全体モデルとを比較してみると、全体モデルで橋脚根元の変位が生じている分、変位が大きくなっている以外、両者に差はあまり見られない。なお、橋脚根元と杭頭のせん断力が全体モデルで小さくなっているのは、橋脚下端とフーチングの近傍地盤の根入れ効果によるものである。

表－4.2.39　各応答解析法による最大応答値（レベル1）

	簡易モデル		全体モデル	
	ﾓｰﾄﾞ合成	等価線形	ﾓｰﾄﾞ合成	等価線形
上部工変位 （mm）	20.8	20.7	48.0	44.4
上部工加速度 （gal）	216	246	244	233
脚天端変位 （mm）	8.8	9.0	35.1	32.5
脚天端加速度 （gal）	162	191	212	181
支承相対変位 （mm）	12.5	12.1	14.0	13.0
支承反力 （tf）	180	174	201	186
脚付け根せん断力 （tf）	240	257	247	215
脚付け根B．M （tf･m）	2,773	2,802	3,248	2,910
杭頭せん断力 （t）	244	292	239	212
杭頭B．M （tf･m）	3,395	3,531	3,863	3,424

表－4.2.40　各応答解析法による最大応答値（レベル2）

	簡易モデル		全体モデル	
	ﾓｰﾄﾞ合成	等価線形	ﾓｰﾄﾞ合成	等価線形
上部工変位 （mm）	248	236	382	350
上部工加速度 （gal）	660	685	786	708
脚天端変位 （mm）	50.1	47.2	158.	146.
脚天端加速度 （gal）	653	732	668	652
支承相対変位 （mm）	204	199	243	221
支承反力 （t）	560	547	667	607
脚付け根せん断力 （t）	786	778	666	608
脚付け根B．M （tf･m）	8,603	8,377	9,391	8,565
杭頭せん断力 （t）	842	918	645	601
杭頭B．M （tf･m）	10,773	10,535	10,857	9,881

免震支承の等価剛性と等価減衰を決定した免震支承の設計相対変位は、震度法レベルで19mm、保有水平耐力レベルで230mmであり、表-4.2.39、表-4.2.40の応答解析結果とほとんど一致している。

総じて、地盤との動的相互作用の影響は小さいという結果が得られた。

また、表-4.2.39、表-4.2.40の結果を先に実施したⅡ種地盤の結果と比較してみると、免震支承の相対変位や橋脚根元の断面力に差はあまり見られないこと、支承剛性を大きくし支承の減衰を無視すれば橋脚根元に生じる断面力はかなり大きくなることから、Ⅲ種地盤においても免震化による地震力の低減効果は期待できるといえる。

〈民側担当会社〉新構造技術（株），石川島播磨重工業（株），日本鋼管（株），（株）神戸製鋼所

4.3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

4.3.1　平成3年度研究成果の概要

平成3年度は平成2年度までの研究成果によって1km 級の超多径間連続橋の免震設計の成立性が確認されたことを受けて、より具体的な設計課題を取り上げて解決をはかることとし、1km 級の連続径間内に曲線線形が入った場合と地盤条件が変化する場合の免震設計法、ＰＣ桁橋を対象とした場合のかけ違い部と橋台部の構造細目ならびに施工法の検討を行なった。また、平成3年度は最終年度に当たることから、3年間の研究成果を要約して超多径間連続橋としての免震設計フローをとりまとめた。各研究項目の成果の概要は次の通りである。また、これ等の成果を要約し、別途とりまとめられるマニュアル（案）の参考資料に添付した。

(1) 超多径間連続橋の免震設計フロー

免震設計のフローとしては特に一般的な免震橋と異なるところはないが、超多径間への適用として次の諸点について留意事項をとりまとめた。

- 下部構造の初期寸法を設定する上で考慮しておく免震装置の剛性の決定方針
- 免震装置の設計における等価剛性の設定の考え方
- 下部構造の設計において、橋梁全体の骨組み構造モデルにより上部構造慣性力の分担力を算出する必要がある場合
- 動的解析を応答スペクトル法に加え、時刻歴応答解析によっても検討することが望ましい場合
- 伸縮装置遊間量および目地間隔の設計上の考え方

(2) 線形が曲線の超多径間連続橋がＳ字型の平面線形を有する場合を想定し、震度法と応答スペクトル法ならびに時刻歴法により応答解析を行なって次の結果を得た。

- 橋脚のたわみ剛性と免震装置の等価剛性を平面内の水平バネにまとめた平面モデルは断面諸元設定等のあたり計算には充分適用性がある。
- 震度法、応答スペクトル法、時刻歴法のいずれの場合も、任意の方向から作用する地震動に対する橋軸方向最大応答値 $R_{L}max$ と橋軸直角方向最大応答値 $R_{T}max$ を求めようとする場合は、1組の直交Ｘ軸とＹ軸を任意に設定し、それぞれの方向に地震動を作用させた場合の橋軸方向反力（R_{XL}、R_{YL}）と橋軸直角方向反力（R_{XT}、R_{YT}）を求めて次式により
自乗和平方根を取ればよい。

$$R_{L}\ max = R_{XL}^{2} + R_{YL}^{2}$$

$$R_{T}\ max = R_{XT}^{2} + R_{YT}^{2}$$

・端支点を含む全支点を全方向免震としたケースに応答スペクトル法を適用し各次モード応答の自乗和平方根で応答値を求めると端支点で過大な応答が得られることがある。このようなケースでは完全２次結合法（Ｃ．Ｑ．Ｃ．）もしくは時刻歴法を適用する必要がある。

(3) 地盤条件が変化する超多径間連続橋の免震設計1km の連続径間のほぼ中央で地盤条件がⅡ種からⅢ種に変化する場合について、震度法と時刻歴法による応答解析を行なった。その結果から次の諸点が明らかになった。

- 断面諸元を検討するあたり計算の場合は、それぞれの地盤で単独モデルを考えて解析するのが適当である。
- 次に全径間のフレームモデルを設定し、Ⅱ種地盤上の橋脚と支承の設計を行なう場合にはⅡ種地盤の入力により、Ⅲ種地盤上の場合にはⅢ種地盤入力により解析を行なうのが実用的である。桁端の遊間の設計等を行なう場合に必要となる桁の変位を求める場合には、Ⅱ種地盤上とⅢ種地盤上で解析されたそれぞれの変位を荷重平均すればよい。
- 時刻歴応答解析に用いる波形はⅡ種地盤とⅢ種地盤で別々に設定するのではなく、両種地盤に共通の基盤を考え、基盤には同一の波を入力して、それぞれの成層構造によって異なった波がⅡ種地盤とⅢ種地盤に作用するように計算するのが良い。
- 時刻歴応答解析結果と比較すると震度法は十分安全側である。また、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤にまたがる橋梁であっても、免震設計されていれば地盤条件の変化の影響は小さいと考えられる。

(4) 超多径間連続橋の構造細目

平成２年度に試設計された延長１kmのＰＣ桁超多径間免震橋についてかけ違い部と橋台部の構造細目の検討を行ない、図化して納まりを検討した結果、かけ違い部の橋脚頭部の幅は４m 、橋台部の桁がかり幅は2.2mを要することが明らかになった。この検討では落橋防止装置は橋軸方向のみに適用し、移動制限装置は橋軸直角方向を非免震とする場合にのみ橋軸直角方向のストッパーとして設けることとした。

(5) 超多径間ＰＣ連続桁の施工法

場所打ちＰＣ桁多径間連続橋の施工実績を調査し、超多径間への適用性を検討した。その結果、固定支保工架設工法、移動支保工架設工法、押し出し架設工法が適用性があると判断された。次に、支承の施工法として３種の予備せん断を与える方法を選定し、検討した。さらに、施工中の仮固定方法についても留意事項を整理した。

4.3.2　超多径間連続橋の免震設計フロー

(1) 免震設計の基本方針

免震設計は、免震装置を用いることによって、橋の高減衰化と上部構造の慣性力の分散を計り、耐震性を向上させようとするものである。超多径間連続橋の場合は、このような地震の影響に対する検討以外に、桁延長が長いことによって、温度変化およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮による桁の伸縮量が大きくなるため、この影響とのバランスを考慮に入れる必要がある。これら超多径間連続橋に免震装置を設置する場合に要求される事項をまとめると、以下の点が挙げられる。

① 地震による上部構造の水平方向慣性力の低減

② 地震による上部構造の水平方向慣性力の各下部構造への合理的分散

③ 温度変化およびクリープ・乾燥収縮による桁の伸縮にかかわる不静定力の低減

この要求事項を満たすためには、免震装置の選定とその諸元をいかに決定するかが重要なポイントとなるが、本研究では、平成2年度までにこのような点について検討が行われてきた。検討では、橋長約1kmの橋を対象とし、地震と温度変化等のどちらがどの程度影響して免震設計がなされるか、免震装置を設置する場合の要求事項をどのように満たすか、等について調べるために試設計が行われた。試設計は鉛プラグ入り積層ゴム支承を使った場合で検討された。その結果、温度変化についての課題に対しては、このタイプの支承が、温度変化のような緩速載荷時に非常に柔軟で、せん断変形に対する剛性が小さくなる特性を持つため、そのことが超多径間連続橋の設計の成立に大きく影響していることが判明している。

ここでは、以上のような超多径間連続橋としての特徴および試設計による検討結果を踏まえながら、免震設計の手順を示すとともに、留意事項などについて取り上げることにする。

(2) 免震設計手順

超多径間連続橋の免震設計を行う場合においても、基本的には「初期寸法設定法」に基づく設計手順によることになる。超多径間連続橋としての基本的な免震設計手順は図－4．3．1のとおりであり、以下にその概要を示す。

i)　下部構造の初期寸法の設定

ii）の免震装置の設計は、下部構造の剛性を考慮して行うことになるため、予め下部構造の寸法を設定しておく必要がある。検討は上部構造を剛体とみなし、各下部構造の剛性を考慮して、橋梁全体を1質点1自由度系にモデル化して行う。この下部構造寸法の設定段階では、（3）留意事項のi）の内で条件②が達成されるものとして、震度法レベルの設計水平震度に対する検討を行っておく。検討においては、同じく①の条件である上部構造慣性力の低減を目指した固有周期と減衰の目標の想定、および上部構造慣性力の各下部構造への合理的分散の想定を行い、下部構造寸法を設定することになる。その際、（免震装置＋橋脚）の等価剛性を計算して検討を行うため、橋脚断面（形状および鉄筋配置）が設定されれば、免震装置の等価剛性が計算され、その選定が可能となる。

ii） 免震装置の設計

免震装置の設計では、i）で設定された下部構造の剛性を考慮し、地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度に対して、免震装置の特性値およびその構造設計を行う。この場合、下部構造については降伏剛性を考慮すれば、より厳密な結果が得られる。また、この段階で橋脚の地震時保有水平耐力のチェックが行えるので、反復設計を少なくできる。超多径間連続橋の免震装置については、（3）留意事項の i）で示した①～④の条件が満足されるように設計を行う。したがって、地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度に対して設計を行うと同時に、震度法レベルに対する上部構造慣性力の合理的な分散のチェックを行い、さらに温度変化に対して求められた水平力とのバランスを考慮する必要がある。また、ＰＣ橋の場合は、プレストレスによる桁の弾性収縮およびクリープ・乾燥収縮の影響に対して、施工方法および順序を考慮してこれを見込んでおく必要がある。しかしながら、これらの収縮量については、免震装置で吸収する方法をとった場合（予備せん断変形など）には考慮する必要がなくなる。

iii） 下部構造の設計

下部構造の設計については、この段階までに、（3）留意事項のｉ）で示した超多径間連続橋の免震装置の剛性を決める条件が満足されていれば、温度変化時で決定されることはなく、震度法レベルの設計水平震度による地震の影響に対して設計を行うことでよい。この場合、各下部構造が分担する上部構造の慣性力は、ii）の検討において求められている。ただし、留意事項の iii）に示す理由に該当する場合は、骨組構造モデルを用いて検討するのがよい。ＰＣ橋の場合で、クリープ・乾燥収縮の影響を考慮する必要がある場合には、これを地震の影響と組み合わせて検討することになる。

iv） 下部構造の照査

鉄筋コンクリート橋脚については、地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度に対して、その照査を行う。この段階では、設計水平震度算定のための等価固有周期は、免震装置と下部構造の等価剛性を考慮した橋梁全体の骨組構造モデルにより求めるのがよい。下部構造の照査においては、ＰＣ橋の場合のクリープ・乾燥収縮の影響を考慮しなくてよい。

v） 動的解析による照査

動的解析による照査の実施に関しては、非免震橋と同様に「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」に基づくものとする。したがって、

① 地震時挙動に与える影響の大きい振動モードが震度法で想定したものと著しく異なる場合。

② 地震時挙動に対して高次の振動モードが無視しえない場合。

などには、動的解析による照査をすることが望ましい。動的解析による照査は、必要に応じて震度法レベルまたは地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対して行う。動的解析手法としては、応答スペクトル法によることを基本とし、時刻歴応答解析は必要に応じて行うこととする。

vi） 構造細目の設計

超多径間連続橋の場合、伸縮装置の遊間量は、震度法レベルの地震動および温度変化（クリープ・乾燥収縮）による変位を考慮し、その両方を満足するように決定される。また、落橋防止構造については、地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対して、桁掛り長の確保を含めた構造検討を行う。

(3) 留意事項

ここでは、超多径間連続橋の免震設計を行っていく上での留意事項について設計手順ごとに示す。

i） 下部構造の初期寸法の設定

下部構造の初期寸法の設定は、超多径間連続橋の免震装置の剛性を決定する条件とした以下の点を考慮に入れて行う。

① 地震時の上部構造水平方向慣性力の低減が効果的に得られるようにする。

② 温度変化による桁の伸縮が原因となって生じる水平力が、地震による慣性力を越えないようにする。（各ケースの許容応力度の割増しの差を考慮）

③ 震度法による変位を基に算出される伸縮の可動必要量が、温度変化による変位に基づくものを著しく越えないようにする。

④ 地震時保有水平耐力法による変位を基に算出した免震装置のせん断ひずみが許容値を越えないようにする。

ii） 免震装置の設計

免震装置の等価剛性の設定についての考え方は次のとおりである。

① 震度法レベルの地震動に対しては、上部構造慣性力の下部構造への合理的な分散を計れるよう、下部構造の剛性を含め等価剛性を設定する。例えば、等スパン・等橋脚の場合は、全橋脚で同一の等価剛性を設定することになる。ただし、温度変化による水平力が径間中央部から桁端に近づくほど大きくなる傾向にあることを考慮した上で、下部構造が温度変化で決定されないようにする。

② 地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対しても、基本的には耐震性を増すようにするため、下部構造を含めた等価剛性を全橋脚で同じに設定するのが望ましいが、一方で桁端部が掛け違い橋脚の場合などでは、桁遊間長ができるだけ少なくなるように、免震装置の設定において、変位を抑える配慮が必要となる。免震装置の変位を抑えるためには、この部分の等価剛性を相対的に高く設定すればよい。なお、免新装置の設計では、地震の影響と温度変化およびクリープ・乾燥収縮との組合せは行わないこととする。

③ 一連の橋梁において地盤条件が変化する場合には、地盤種別ごとの地震動の違いを考慮に入れて、免震装置の等価剛性の設定を行う必要がある。

iii） 下部構造の設計

各下部構造が分担する上部構造の慣性力については、ii）の検討において求められているが、例えば、

① 曲率半径の小さい曲線橋や斜橋のように、三次元性を無視しえない場合

② 橋脚の剛性に大きな差ある場合

などには、橋梁全体の骨組構造モデルを用いた検討を行うことが必要となる。モデル化に際しては、基礎のバネを考慮する必要がある。この段階では、免震装置に作用する水平力や変位についても確認しておく必要がある。

iv） 下部構造の照査

橋の等価固有周期の算定のための全体骨組構造モデルにおいて、免震装置と下部構造の剛性は、それぞ

れ地震時保有水平耐力法レベルの等価剛性と降伏剛性を用いる。基礎バネは震度法の場合と同値とする。免震装置についてはこの段階で変位の確認をしておく。

v） 動的解析による照査

超多径間連続橋の場合、延長が長いことにより、以下のような条件となることが十分考えられる。

① 地震波の伝播速度の影響で各橋脚に作用する地震動に位相差が生じる。

② 曲率半径の小さい曲線橋となる。

③ 橋軸方向に急激に地盤条件が変化する。

このため、超多径間連続橋では動的解析を行うケースが多いと考えられるが、その場合、基本的に応答スペクトル法で行うこととされている。これまでの検討によれば、①の場合、桁に地震波と同調した波動が発生して桁端部が大きく振動する現象が生じたり、②の場合では、端支点の直角方向変位において、応答スペクトル解析結果が、他の静的解析や時刻歴応答解析結果と違う特異な値を示した。また、③の場合は、急激な地盤条件の変化がない場合であれば、時刻歴応答解析に影響しない結果が得られたが、③については、実際には地盤条件が千差万別であり、個々に検討を要するものと考えられる。したがって、上記の条件の場合では、応答スペクトル法を行う以外に時刻歴応答解析で、動的解析による照査を行っておくことが望ましい。

vi） 構造細目の設計

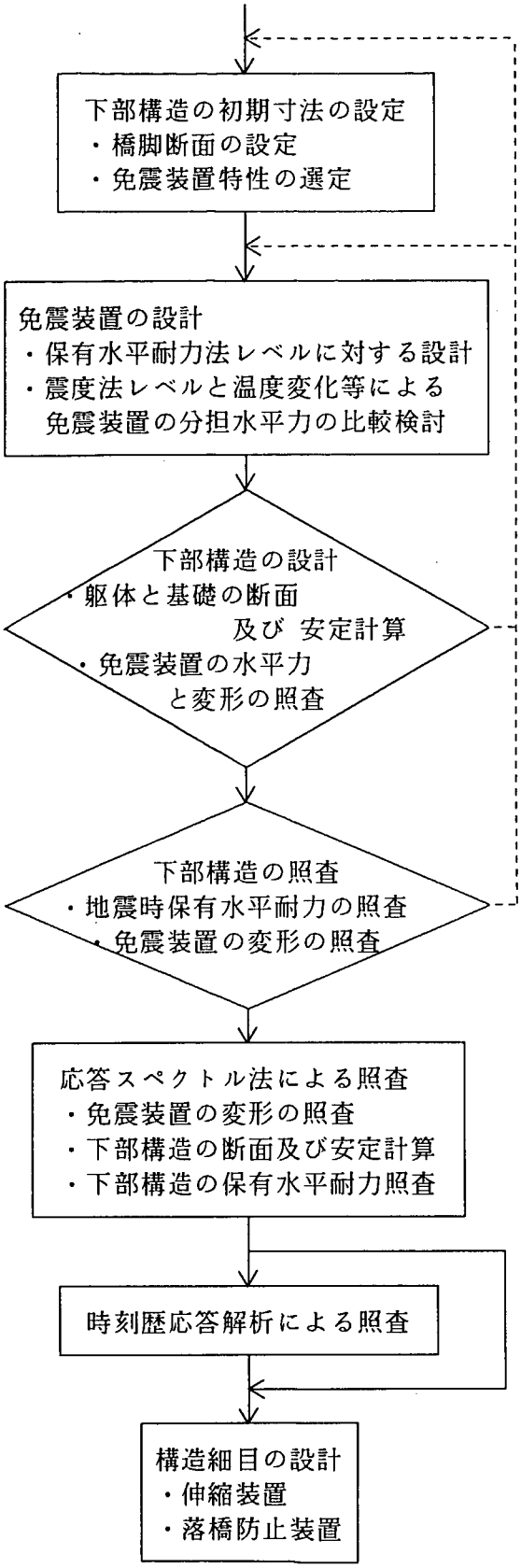
免震橋の伸縮装置遊間量および目地間隔の考え方においては、

① 震度法レベルの地震動に対しては、遊間でこの相対変位を吸収する。

② 保有水平耐力法レベルの地震動に対しては、伸縮装置の一部破壊および桁どうしの接触を許すものとする。

など、地震の影響を考慮することになっている。この地震の影響の他に、超多径間連続橋の場合は、温度変化（およびクリープ・乾燥収縮）による変位が大きいため、この変位と地震動による変位の両方を満足するように遊間量を決定しなければならない。また、地震時保有水平耐力法レベルに対する検討の場合には、桁どうしの接触を許すことを考慮した設計を行ってもよいが、超多径間連続橋の場合は桁の慣性力が大きくなるので、桁と橋台の場合および隣接橋が小さい場合の目地間隔は、この地震動に対して十分な遊間を確保するよう配慮する必要がある。

落橋に対しては、一般に桁掛り長を確保するとともに、落橋防止装置との併用で対処されている。免震橋の場合では、移動制限装置としての役割を持たせる必要はなく、落橋防止装置は桁どうしを物理的につなぎ止める構造とする。また、免震装置の原位置復帰を妨げない構造であることも要求される。



免震装置の設計が下部構造の剛性を考慮して行われるため、橋脚断面の初期寸法を設定する。

免震装置の設計は地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対して行う。下部構造への合理的な分散および温度変化による水平力とのバランスを考慮する。

下部構造の設計は震度法レベルの設計水平震度に対して行う。

下部構造の照査は地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度に対して行う。

動的解析による照査は必要に応じて震度法レベルおよび地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対して行う。動的解析手法は応答スペクトル法によることを基本とする。

時刻歴応答解析は必要に応じて行う。

伸縮装置および目地間隔は、震度法レベルの地震動と温度変化による変位の両方を満足するよう決定する。落橋防止装置は桁どうしをつなぐ構造とする。

図－4.3.1　超多径間連続橋の免震設計フロー

4.3.3　線形が曲線の超多径間連続橋の免震設計

(1) 検討方針

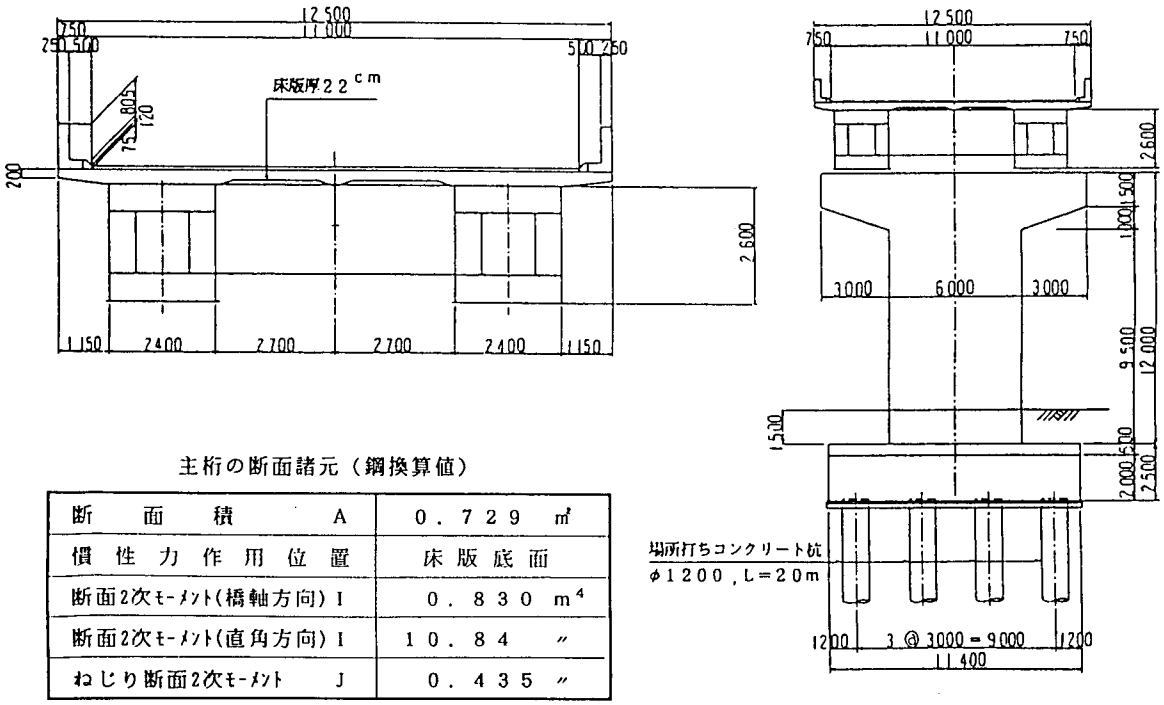
1kmの延長を有する超多径間連続高架橋を実際に適用した場合には、地形や用地の制約上、曲線橋となることが避けられないであろう。そこで、現実に有り得るS字型曲線においても免震橋の特性が生かされることを明らかにし、その実現の可能性を示すために、静的・動的な解析を行った。

試算モデルは、設計速度V=80km/hの道路として現実に対応できるよう曲線半径はr=300mとし、緩和曲線としてクロソイド曲線A=200mを用いている。また、端支点を全方向免震とした場合と、橋軸直角方向を固定した場合の比較を行った。

この条件設定において、平面モデルによる静的解析から立体モデルによる時刻歴応答解析まで行い、超多径間曲線免震橋の場合の解析における問題点を抽出し、簡易な解析手法を探ったものである。

(2) 解析モデル

解析モデルの基本諸元は、「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その2）平成3年7月」のうち4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究において試設計した支間長65mの16径間連続非合成鋼箱桁橋と同一とした。（図-4.3.2参照）



主桁の断面諸元（鋼換算値）

断面積	A	0.729 ㎡
慣性力作用位置		床版底面
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ(橋軸方向)	I	0.830 m^4
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ(直角方向)	I	10.84 〃
ねじり断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ	J	0.435 〃

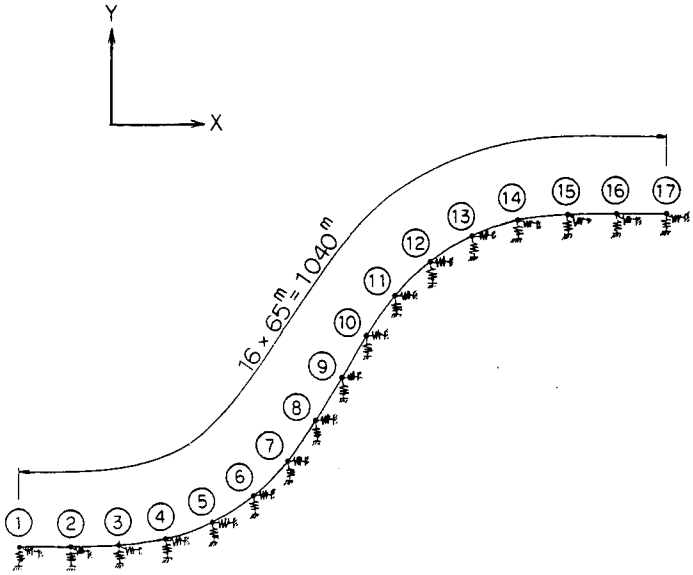
図－4.3.2 解析モデル基本諸元

i)平面解析モデル

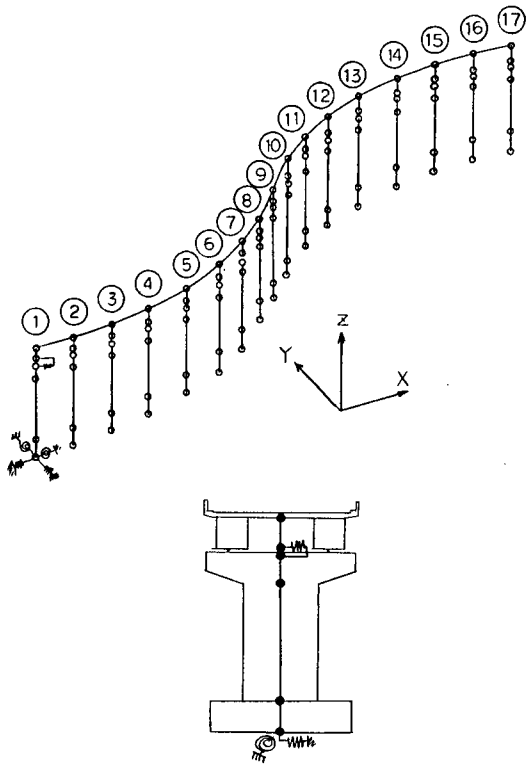
平面解析モデルは、上部工を1本のS字型梁部材としたX－Y平面内の2次元モデルとし、平面内の水平バネ（免震装置の等価剛性＋橋脚のたわみ剛性）にて支持している。（図-4.3.3参照）

ii)立体解析モデル

立体解析モデルは、X－Y平面から垂直に立った橋脚部材の下端を基礎バネにて支持し、上部工部材と橋脚天端とを免震装置の等価剛性を有するバネ部材でつないだモデルである。（図-4.3.4参照）



図－4.3.3 平面解析モデル



図－4.3.4 立体解析モデル

iii)モデルと解析方法

上記の解析モデルにおいて表-4.3.1に示す項目の静的・動的解析を行った。なお、免震装置の剛性、基礎のバネおよび部材はすべて線形モデルである。

入力地震動は、II種地盤における震度法レベル（Kh=0.22相当）とした。また、応答スペクトル法は、R.M.S.法により、固有周期T=0.07秒（100次）までを計算した。時刻歴応答解析は各橋脚において同位相入力とした。

表－4.3.1 解析モデルと解析方法一覧

モデル ＼ 解析法	端支点	静荷重		応答スペクトル法 30°毎方向	時刻歴応答解析 30°毎方向
		温度変化	X Y方向		
平面モデル	全方向免震	○	○	－	－
	橋軸直角方向固定	○	○	－	－
立体モデル	全方向免震	－	○	○	○
	橋軸直角方向固定	－	○	○	○

(3) 解析結果

i)平面モデルと立体モデルの解析結果比較

平面モデルおよび立体モデルに、地震時慣性力を静的な水平力として与えたときの、支承部の絶対変位と上部工の水平面内曲げモーメントを表-4.3.2に示す。

表－4.3.2　平面モデルと立体モデルの解析結果比較

上部工の絶対変位(mm)　　(端支点橋軸直角方向固定)

位置	静的平面解析				静的立体解析			
	X方向地震時		Y方向地震時		X方向地震時		Y方向地震時	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
P1	99.0	0.1	1.5	8.8	102.2	0.0	1.2	14.7
P3	99.0	0.0	1.1	96.5	102.2	0.1	0.7	100.5
P5	98.6	1.4	1.5	97.7	101.9	1.1	1.1	101.6
P7	97.1	3.1	2.2	96.7	101.0	2.2	1.7	100.5
P9	96.1	3.7	1.8	97.0	100.2	2.8	1.3	100.9

上部工の絶対変位(mm)　　(全支点全方向免震)

位置	静的平面解析				静的立体解析			
	X方向地震時		Y方向地震時		X方向地震時		Y方向地震時	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
P1	99.0	-0.1	1.8	96.1	102.2	0.0	1.3	100.9
P3	99.0	0.2	1.8	94.9	102.2	0.1	1.4	99.0
P5	98.6	1.4	1.5	96.1	101.9	1.1	1.2	99.9
P7	97.1	3.1	1.4	96.6	101.0	2.2	1.0	100.4
P9	96.1	3.7	1.4	96.6	100.2	2.8	1.0	100.4

上部工の水平面内曲げモーメント(tf*m)(集中質点モデルにおける比較)

位置	端支点橋軸直角方向固定				全支点全方向免震			
	静的平面解析		静的立体解析		静的平面解析		静的立体解析	
	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時
P1	0	0	0	0	0	0	0	0
P2	9	-2481	8	-2441	7	68	7	77
P3	15	-1186	15	-1179	15	42	14	42
P4	17	-172	14	-176	15	6	13	2
P5	11	106	8	106	11	-9	8	-11
P6	-6	81	2	75	-6	2	2	-11

a)上部工の絶対変位

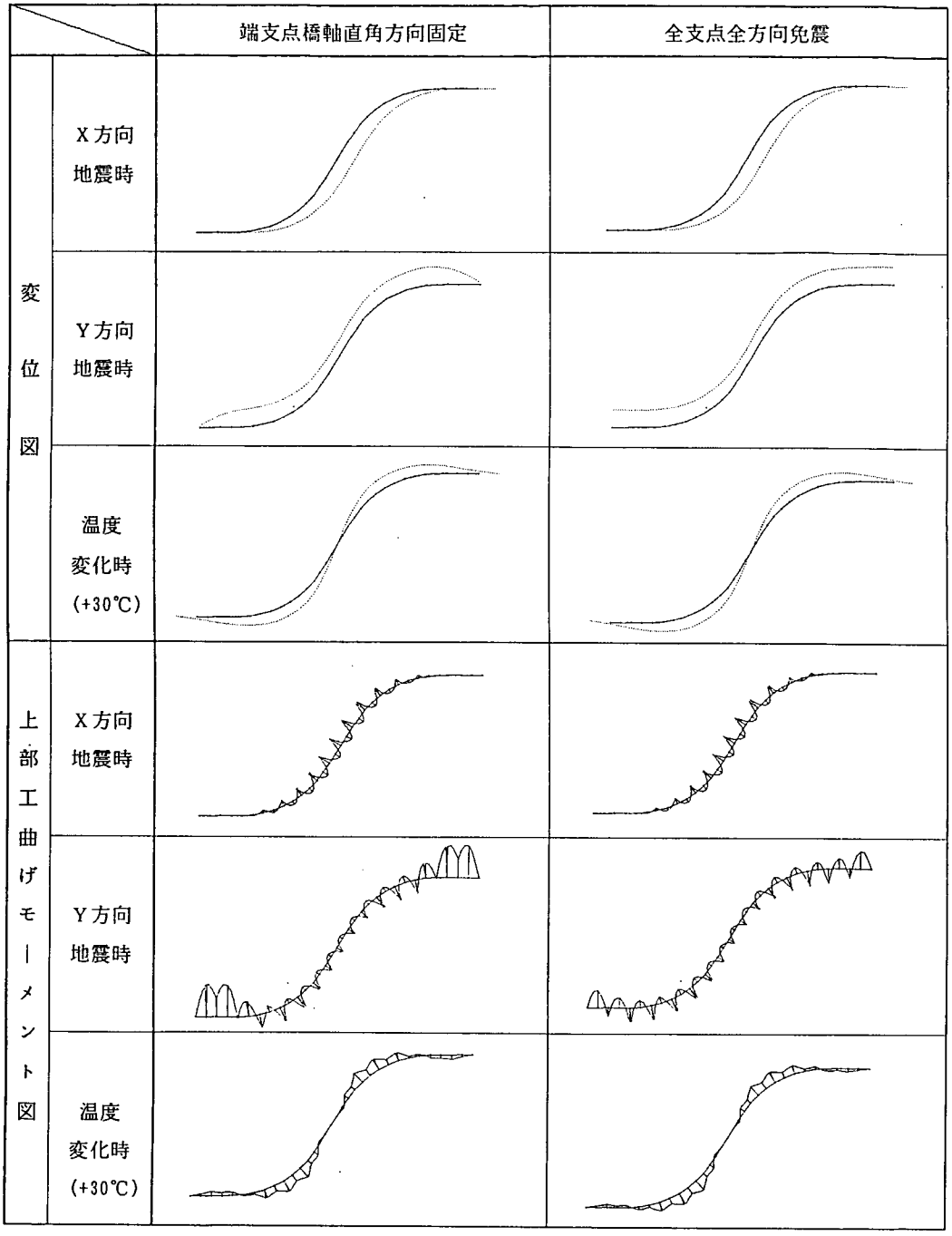
上部工の絶対変位とは、橋脚の変形と免震装置の水平変位を合計したもののことである。全橋脚とも平面モデルと立体モデルの両者において、変位量は良く整合しており、５％程度立体モデルの方が大きい傾向となっている。

これらの誤差の原因としては、平面モデルでは考慮されていない下部工の質量が立体モデルにおいて、考慮されていること、立体モデルでは上部工のねじり変形が生じることなどが考えられる。

b)上部工の水平面内曲げモーメント

上部工の水平面内曲げモーメントにおいては、平面モデルと立体モデルでの結果に差は認められない。全支点全方向免震のケースでは、上部工の水平面内曲げモーメントは、ほとんど発生していない。このことは、免震装置の柔らかさが各橋脚で均等であり上部工の変形量が一定であることを意味している。端支点を橋軸直角方向に固定したケースでは、端支点と次の支点の変形量が違うことにより、Ｐ２・Ｐ３橋脚付近でやや大きな曲げモーメントが発生している。

今回の立体モデルの上部工質点は、径間部の分布質量とせず、橋脚の直上に集中質点としてモデル化している。したがって、表-4.3.2の結果は、ともに集中質点モデルで比較し、橋脚や免震装置の剛性の違いによる影響のみを表している。参考のために、上部工の変位と分布質量による連続梁としての上部工の曲げモーメントを平面モデルにおいて計算したので、その結果を図-4.3.5に示す。



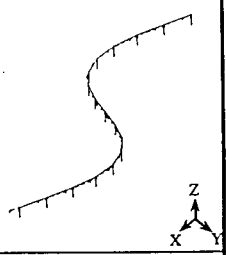
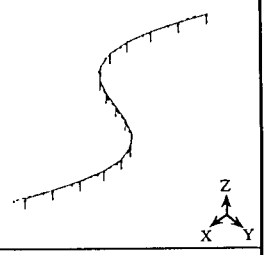
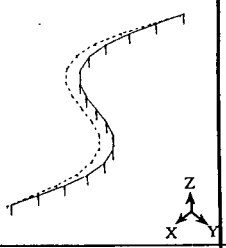
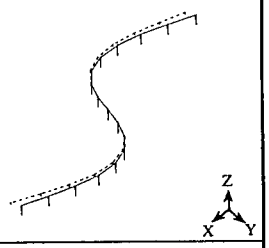
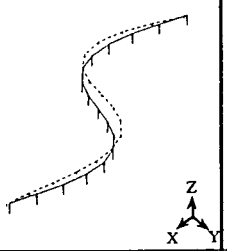
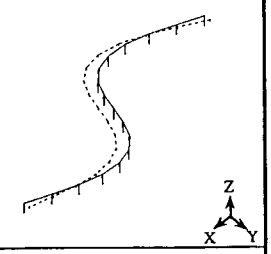
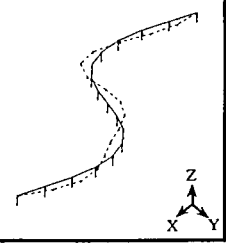
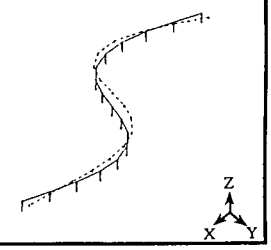
図－4.3.5　平面モデルの解析結果

ii)静的解析と動的解析の結果比較

立体モデルにおける①静的荷重載荷②応答スペクトル解析③時刻歴応答解析の各手法による解析結果を表-4.3.4に示す。ここでは、支承（免震装置）の相対変位と、橋脚の柱下端の曲げモーメントを比較している。ここに示した値は、次の項目で説明する式(4.3.2)で算出した任意方向の地震動入力に対する最大値を表している。

表－4.3.3　固有値解析結果

端支点橋軸直角方向固定					端支点全方向免震				
モード No	固有周期 (sec)	刺激係数 X方向	刺激係数 Y方向	モード減衰定数	モード No	固有周期 (sec)	刺激係数 X方向	刺激係数 Y方向	モード減衰定数
1	1.375	0.891	0.468	0.239	1	1.375	0.883	0.422	0.239
3	1.355	0.622	0.932	0.250	3	1.359	0.229	1.709	0.237
4	1.329	0.189	0.467	0.255	4	1.355	0.691	0.657	0.250
6	1.189	0.002	0.275	0.210	6	1.315	0.113	0.056	0.244
27	0.218	0.911	1.077	0.107	27	0.218	0.912	1.078	0.107
37	0.215	1.599	0.114	0.110	37	0.215	1.603	0.115	0.110
41	0.172	0.914	0.456	0.111	39	0.185	0.000	1.494	0.146
48	0.167	0.258	1.757	0.145	50	0.167	0.260	1.744	0.145
72	0.079	0.899	0.007	0.266	72	0.079	0.879	0.006	0.266
90	0.070	0.157	0.968	0.256	92	0.076	0.156	0.974	0.256

	端支点直角方向固定		全方向免震	
次数	固有周期	モード形状	固有周期	モード形状
1	T = 1.375sec		T = 1.375sec	
3	T = 1.355sec		T = 1.359sec	
4	T = 1.329sec		T = 1.355sec	
6	T = 1.189sec		T = 1.315sec	

図－4.3.6　固有値解析結果（変位モード図）

結果の主な傾向は、（静的解析）＞（応答スペクトル）≧（時刻歴応答）となっている。例外は、橋軸直角方向にのみ見られ、その主な原因は、応答スペクトル解析におけるR.M.S.法の最大値算出誤差によるものと考えられる。すなわち、表-4.3.3および図-4.3.6に示す固有値解析結果を見れば、上部構造が免震装置の上で踊るように動く低次モードが、近接した周期のうちに幾つもあることがわかる。このことが応答スペクトル解析におけるR.M.S.法の最大値算出時に正負の誤差をもたらしていると考えられる。

このことから動的解析において応答スペクトル解析を行う場合には、次のような注意を払う必要がある。

①R.M.S.による手法は、主要モードの２つ以上の周期が近接している場合は、誤差が大きくなる可能性がある。したがって、少なくとも超多径間免震橋においてはこの誤差の影響を考慮する必要がある。

②その場合には、C.Q.C.法その他の誤差の少ない方法を用いるか、または、応答スペクトル法は用いずに時刻歴応答解析を採用することも考えられる。

表－4.3.4　静的解析と動的解析の比較

支承相対変位の最大値(mm)　（端支点橋軸直角方向固定）

	静的立体解析		立体応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ解析		立体時刻歴応答解析	
橋脚	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
P１	89.3	－	69.2	－	60.5	－
P３	86.8	89.0	66.8	45.9	57.6	49.4
P５	87.1	89.4	64.4	69.2	54.6	42.4
P７	86.7	86.9	68.3	73.7	57.2	44.2
P９	86.5	86.7	72.3	77.0	59.8	48.9

支承相対変位の最大値(mm)　（全支点全方向免震）

	静的立体解析		立体応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ解析		立体時刻歴応答解析	
橋脚	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
P１	89.3	89.0	66.5	123.8	60.3	60.6
P３	86.9	87.7	63.8	63.1	57.4	44.9
P５	86.9	88.1	62.9	51.8	54.6	41.8
P７	86.4	87.1	65.1	60.3	57.2	44.4
P９	86.1	86.7	67.4	62.2	59.7	49.0

柱下端の曲げモーメントの最大値(tf*m)　（端支点橋軸直角方向固定）

	静的立体解析		立体応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ解析		立体時刻歴応答解析	
橋脚	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
P１	2510	2718	1220	1510	1110	1460
P３	3465	4238	2273	2048	2213	2450
P５	3477	4251	2138	2786	2097	2012
P７	3484	4180	2336	3042	1965	1861
P９	3478	4184	2476	3196	2045	2041

柱下端の曲げモーメントの最大値(tf*m)　（全支点全方向免震）

	静的立体解析		立体応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ解析		立体時刻歴応答解析	
橋脚	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
P１	1810	2150	1182	2437	1108	1317
P３	3466	4190	2180	2680	2206	2158
P５	3470	4199	2091	2113	2098	1988
P７	3471	4191	2237	2524	1964	1896
P９	3465	4185	2329	2625	2043	2034

(4) 適用性の考察

i)平面モデルの有効性

立体モデルにおける静的・動的解析は、設計断面を設定した段階で行われるものであり、自由度が高いだけにインプット量も多く、簡単に行えるものとは言いがたい。今回のような端支点の固定条件を比較する場合など基本諸元に関する試算などの計算には、簡易な計算方法が望まれる。

免震構造においては上部構造と下部構造がよくアイソレートされており、平面モデルと立体モデルの差が少ないと考えられる。今回比較した平面モデルと立体モデルの静的解析の誤差は5％程度であることが分かった。したがって、複雑な曲線橋においても、このような平面モデルで静的解析を行い、その結果で断面諸元を設定することが十分可能であるといえる。

ii)地震動の入力方向と最大応答値

a)静的解析の任意方向地震時における断面力算出方法

一般の橋梁では、応答値は橋軸方向と橋軸直角方向の2方向のみを算出すれば良い。しかし本橋のような曲線橋では東西方向（X方向）あるいは南北方向（Y方向）またはその中間の角度方向など、どの方向からの地震動によって、着目している橋脚に最大の応答値が生じるか分からない。

静的な解析においては、次の手法で最大値を算出できる。以下、支承の水平反力を例として説明する。

①X方向およびY方向の地震時慣性力を与えて、各橋脚の反力を算出する。

②X、Yの中間角度からの地震時反力は、式(4.3.1)によりX、Y両方向の重ね合わせで算出する。

$$\left.\begin{aligned} RL &= RXL\times\cos\theta + RYL\times\sin\theta \\ RT &= RXT\times\cos\theta + RYT\times\sin\theta \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式(4.3.1)}$$

ここに　RL　：θ方向地震時に発生する橋軸方向反力

RT　：　〃　橋軸直角方向反力

θ　：X軸正の方向を0とし、反時計回りの角度

RXL：X方向地震時に発生する橋軸方向反力

RXT：　〃　橋軸直角方向反力

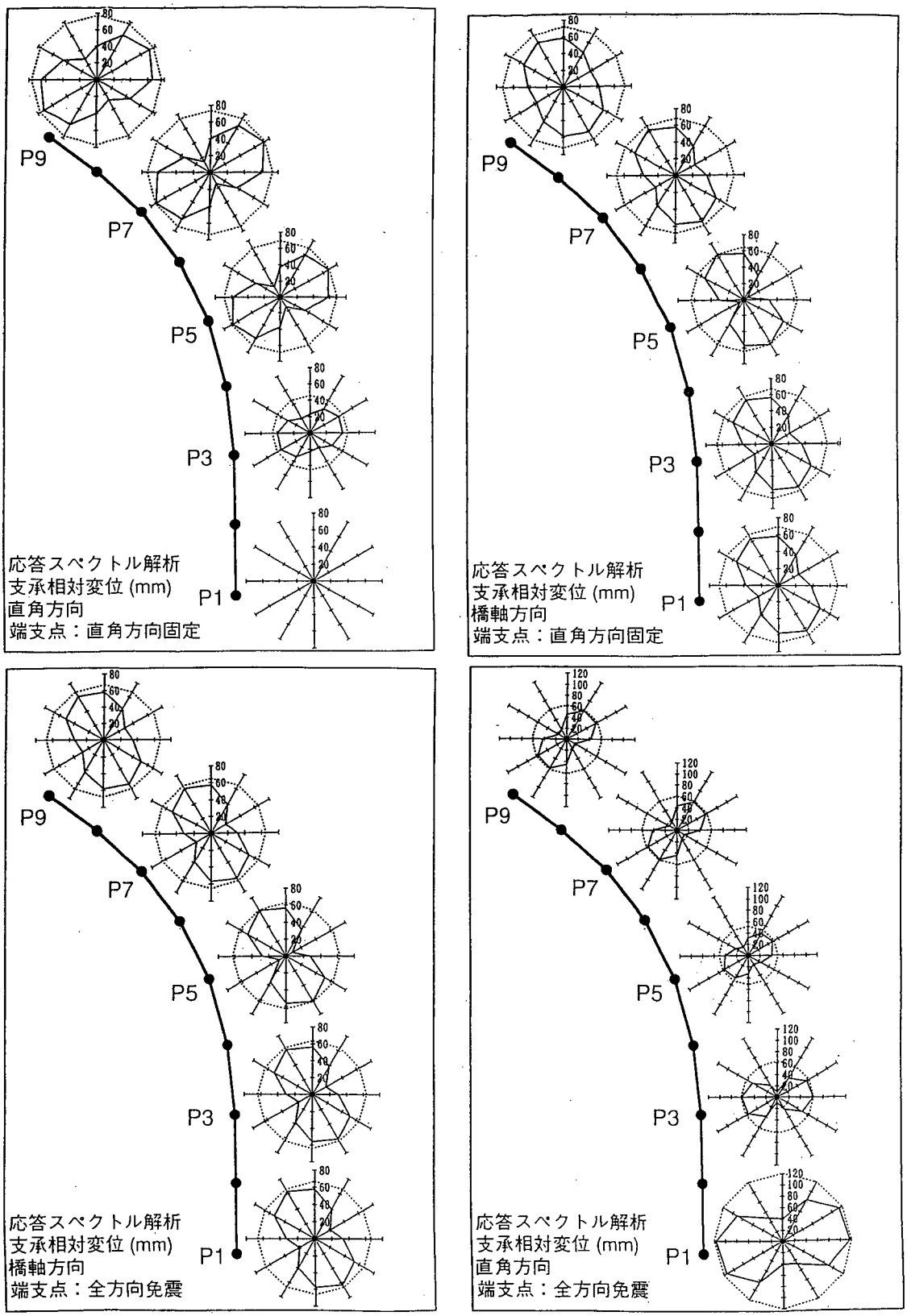
RYL：Y方向地震時に発生する橋軸方向反力

RYT：　〃　橋軸直角方向反力

③設計に用いる橋軸方向、橋軸直角方向の最大反力｜RL｜$_{max}$，｜RT｜$_{max}$は、式(4.3.1)の最大値として式(4.3.2)で得られる。またこの時のθの値は式(4.3.3)で得られる。

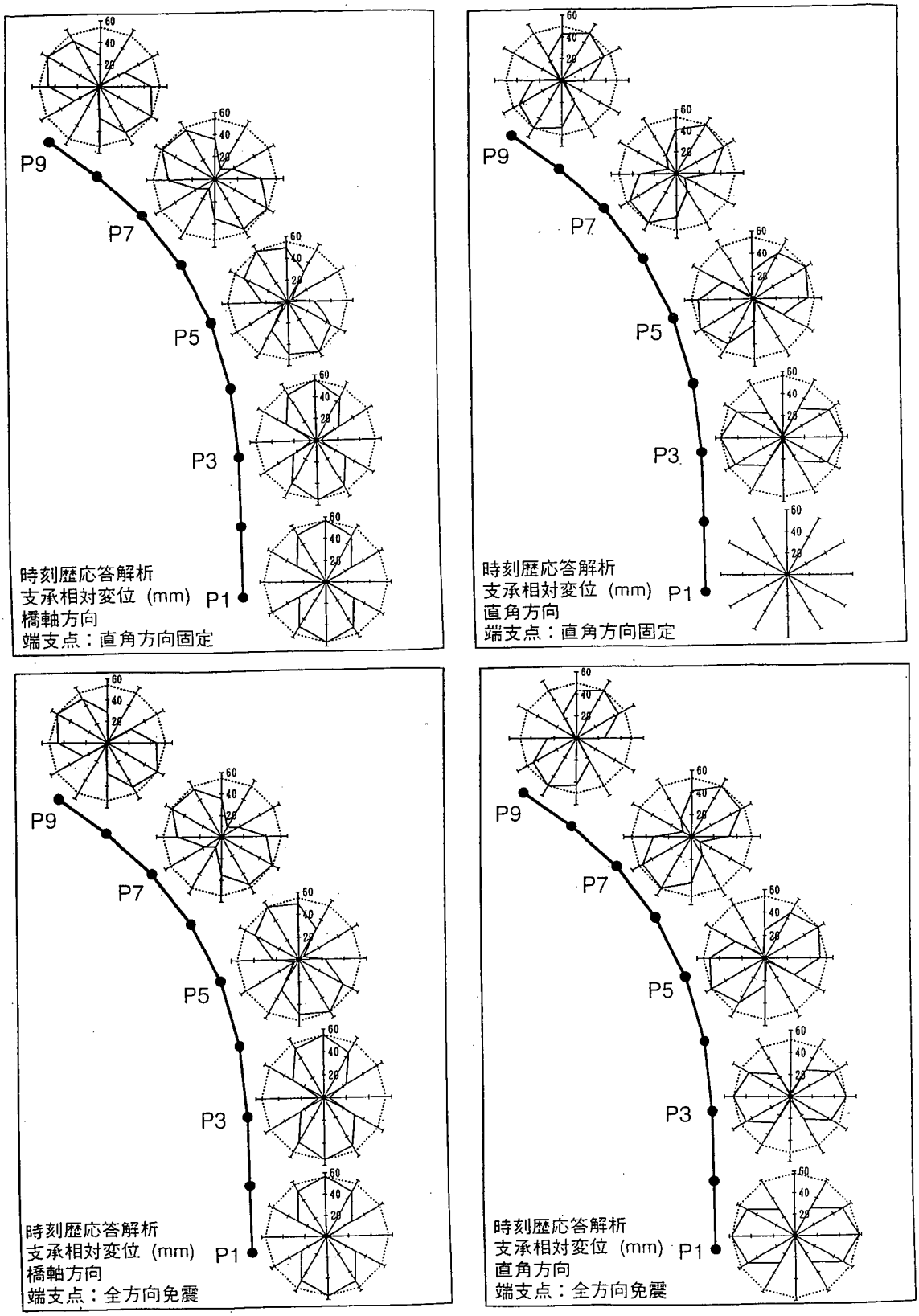
$$\left.\begin{aligned} |RL|_{max} &= \sqrt{(RXL^2+RYL^2)} \\ |RT|_{max} &= \sqrt{(RXT^2+RYT^2)} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式(4.3.2)}$$

$$\left.\begin{aligned} \theta_{RLmax} &= \tan^{-1}(RYL/RXL) \\ \theta_{RTmax} &= \tan^{-1}(RYT/RXT) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式(4.3.3)}$$



凡例：　------ 式(4.3.2)による最大値　　——— 1方向入力の応答値

図－4.3.7　応答スペクトル法による入力方向別の支承相対変位



凡例： ------ 式(4.3.2)による最大値 ——— 1方向入力の応答値

図－4.3.8 時刻歴応答解析法による入力方向別の支承相対変位

b)応答スペクトル法における最大応答値の計算方法

応答スペクトル法においては、R.M.S法で各モードの２乗和の平方根を計算しており、静的解析のような重ね合わせの原理は成立しない。

しかし、全方向から入力角度を変えて計算することは非常に煩雑であり、簡便に最大値を計算する手法を検討した。すなわち、地震動の入力方向に係らない応答の最大値の近似値を求める方法として、式(4.3.2)を利用することである。

この式は理論的には、最大40%の過大評価（√2倍）をする可能性がある。そこで確認のため、今回のモデルにおいてＸ－Ｙ軸を30°ずつ変化させて、式(4.3.2)によって最大値を求めてみた。その結果、図-4.3.7に示すように、式(4.3.2)の値はどの角度でもほぼ一定の値が得られた。また、その最大値と任意の角度の応答値との誤差は、Ｐ９橋脚で最大となり約１７％程度であった。

C)時刻歴応答解析における最大応答値の計算方法

時刻歴応答解析においても応答スペクトル法と同じく、式(4.3.2)を利用して最大値を計算したものを図-4.3.8に示す。時刻歴応答解析においては、式(4.3.2)の最大値と任意入力方向の最大値は、ほとんど等しい値となった。

このことは、直交するＸ－Ｙ軸を曲線橋の向きに係わらず任意の方向にセットしても、式(4.3.2)によって、入力方向を細かく変化させた場合とほぼ同じ最大値が得られるということである。すなわち時刻歴応答解析において設計値の照査を行う場合には、入力方向を細かく変化させる必要がなく、直交する任意の２方向の解析を行い、式(4.3.2)で最大値を算出すれば良いと言えよう。

iii)端支点の拘束条件

端支点の免震装置を橋軸直角方向に固定する場合と、全方向に免震構造とする場合の２種類について、静的・動的解析を行い比較した。全支点全方向免震のケースにおいて、応答スペクトル解析では端支点の橋軸直角方向の変位に過大な値が得られた。この原因は応答スペクトル法の共通の問題点であり、R.M.S.による最大値の算出にあると考えられる。すなわち、複数の振動モードにおいて端支点が大きく振れるモードが得られており、これらがたし合わされることで誤差が大きくなったと考えられる。

この対策として次のことが考えられる。

①寄与率の高い複数のモードの固有周期が接近している今回のような場合は、２乗和平均法(R.M.S.)は著しく精度が低下する可能性があるので、完全２次結合法(C.Q.C.)もしくは、時刻歴応答解析を採用する。

②応答スペクトル法における誤差は、端支点を橋軸直角方向に固定した方が、比較的小さいと思われる。また、伸縮装置や落橋防止装置に橋軸直角方向の大きな変位を許す場合には、装置の大型化など設計施工に難点が生じ易い。そこで、端支点の拘束条件は橋軸直角方向固定としておく。

4.3.4　地盤条件が変化する超多径間連続橋の免震設計

(1) 検討概要

非常に長い径間にわたって連続する上部構造を有する橋においては、ひとつの設計振動単位のうちに条件の異なる多くの下部構造が含まれるはずである。特に、地盤種の異なる下部構造が混在する場合には、各々の下部構造の位置する地盤から入力される地震動が異なることになる。この節では、このような条件下のおいて免震設計を行う場合に留意すべき事項と現実的な設計手順を示す。

なお、ここでは次のような典型を想定して考察を進めている。

① 橋梁型式は、16径間にわたる連続けた橋とする。(図-4.3.2参照)
② 16径間のうちの、始点側半分の８径間の分の下部構造は第Ⅱ種地盤上にあり、終点側半分の８径間の分の下部構造は第Ⅲ種地盤上にある。
③ 各下部構造の型式および高さには差がない。
④ 免震装置として鉛プラグ入りゴム支承を用いる。

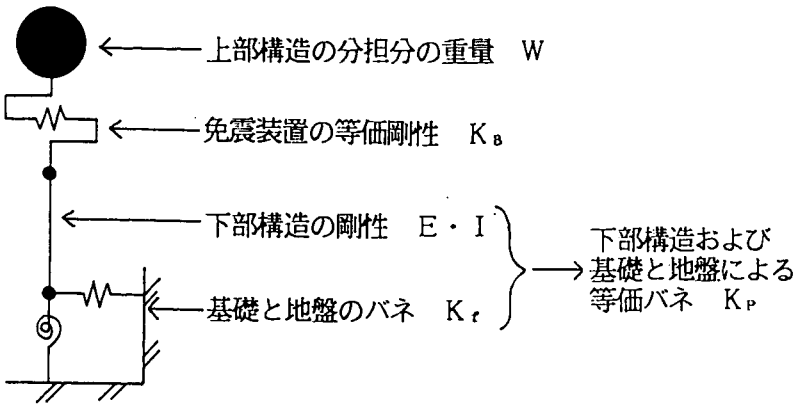
1) 下部構造の初期寸法決定段階

免震装置の変位計算モデルの下部構造剛性を求めるために、下部構造の寸法を仮に決定する。この段階では各地盤種別ごとに１基の下部構造を取り出し、上部構造重量としては該当する下部構造の支承反力死荷重分を用いる。設計震度を求める際の減衰定数別補正係数c_Eは、橋の減衰定数hが10%以上になると仮定してc_E=0.9を用いる。

2) 免震装置の復元力特性決定段階

ここでの作業の目的は、橋の設計震度単位全体をモデル化した時に、所定の固有周期および減衰定数が得られるように、各々の下部構造頂部の免震装置の復元力特性を決定することである。最初から、振動単位のうちにある全ての免震装置を一度に見渡しながら検討することはできないので、図-4.3.9に示す簡易なモデルを想定して作業を行う。

① 地盤種ごとに１基の下部構造を取り出し、上部構造の分担分の重量を用いてモデル化する。
(ここでは第Ⅱ種地盤用１基と第Ⅲ種地盤用１基)
② 分担分の重量としては、該当する下部構造の支承反力死荷重分を用いる。
③ 下部構造剛性の等価バネをK_P用いる。



図－4.3.9　　初期段階で用いる簡易なモデル

図-4.3.9のモデルにおいて橋の固有周期を決めれば、免震装置の等価剛性K_Bが求められる。次に免震装置の変位u_Bを求める。この計算においては、振動数別補正係数c_Eを仮定して求めた地震時保有水平耐力法に用いる設計震度を用いる。得られ変位u_Bと等価剛性K_Bを満足する免震装置諸元を求める。

ここでは鉛プラグ入りゴム支承を用いることにしているので、ゴム支承のみによるバネ定数K_Rとゴム総厚Σt_eおよび鉛プラグの断面積A_Pが、第Ⅱ種地盤の橋脚用と第Ⅲ種地盤の橋脚用について決定されたことになる。

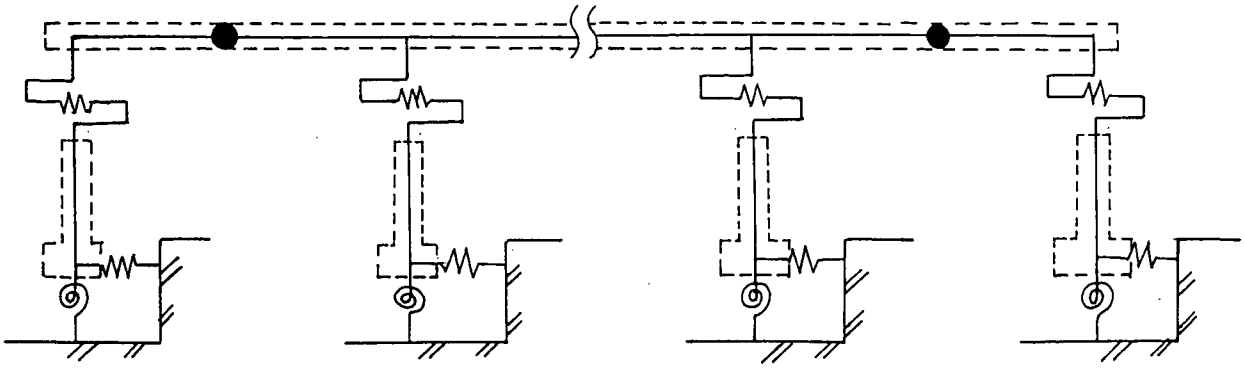
3)　設計振動単位の全体をモデル化する段階

ここまでの段階で、仮に決定した免震装置の復元力特性と下部構造の剛性を用い、1㎞にわたる設計振動単位の全体をモデル化する。

このモデルに、まず地震時保有水平耐力法の設計震度による慣性力を載荷して、免震装置の変位と下部構造頂部の水平力を求める。この計算においては、該当する下部構造の位置する地盤種に相当する設計震度を各々用いる。例えば、第Ⅱ種地盤に位置する下部構造とその免震装置を計算する際には、第Ⅱ種地盤用の設計震度による慣性力を設計振動単位全体に載荷する。

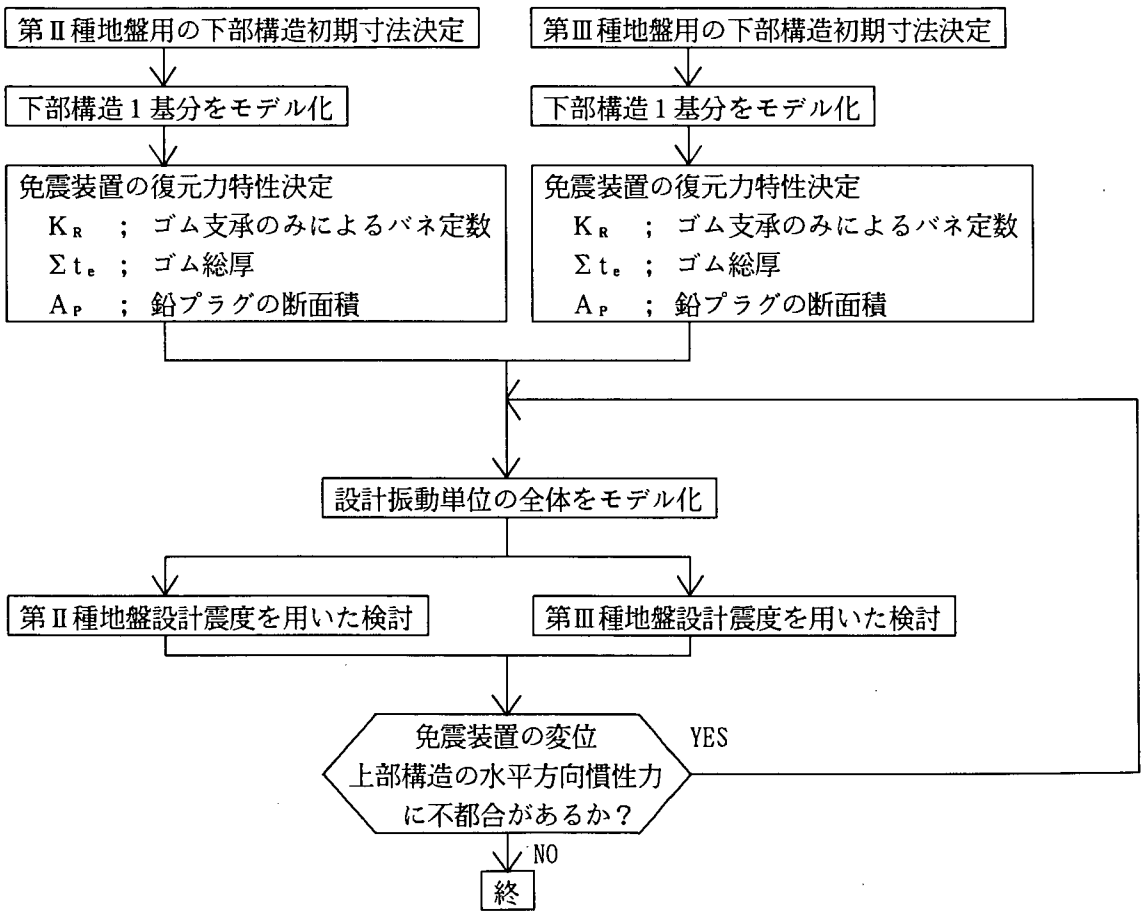
この段階では、先に下部構造1基分をモデル化した計算において仮定した、上部構造の水平方向慣性力配分とは違った割合で配分されることになるので、この点について下部構造の保有耐力の上で不都合が生じないかどうかを検討する。不都合があった場合には、下部構造1基分のモデルによる段階に戻り、慣性力が集中しすぎた下部構造に設定する固有周期Tを長くするか、他の下部構造に設定する固有周期Tを短くすることによって、慣性力配分を調整する。

設計振動単位の全体をモデル化する際にあっても、調整段階では図-4.3.10に示すような簡易なモデルを用いることができる。



図－4.3.10　設計振動単位の全体をモデル化する段階で用いる簡易なモデル

以上に説明した検討の流れを、図-4.3.11に示す。



図－4.3.11　位置する地盤種の異なる下部構造を含む連続橋の免震設計の流れ

4)　異なる地盤種にまたがる設計振動単位に適用する設計震度の留意事項と免震装置の変位の計算法

前節までに説明した手順において、設計振動単位が異なる地盤種にまたがっている場合には、該当する下部構造が位置する地盤種による設計震度によって求めた慣性力が、設計振動単位の全体に働くと考えて計算を行っている。

この場合には、次のような事項が問題となると考えられる。

① 第Ⅱ種地盤側；

実際には、終点側の８径間の下部構造から該当地盤種によるより大きな第Ⅲ種地盤に相当する地震動が入力されるので、全体にⅡ種地盤の入力を作用させた計算値は控えめに算出され、設計は危険側となる

② 第Ⅲ種地盤側；

実際には、始点側の８径間の下部構造から入力される第Ⅱ種地盤に相当する地震動は、該当する下部構造の位置する地盤種の地震動より小さいので、全体にⅢ種地盤の入力を作用させた計算値は大きめに算出される。したがって、設計は安全側に過ぎることが考えられる。

③ 設計振動単位の全体に対して；

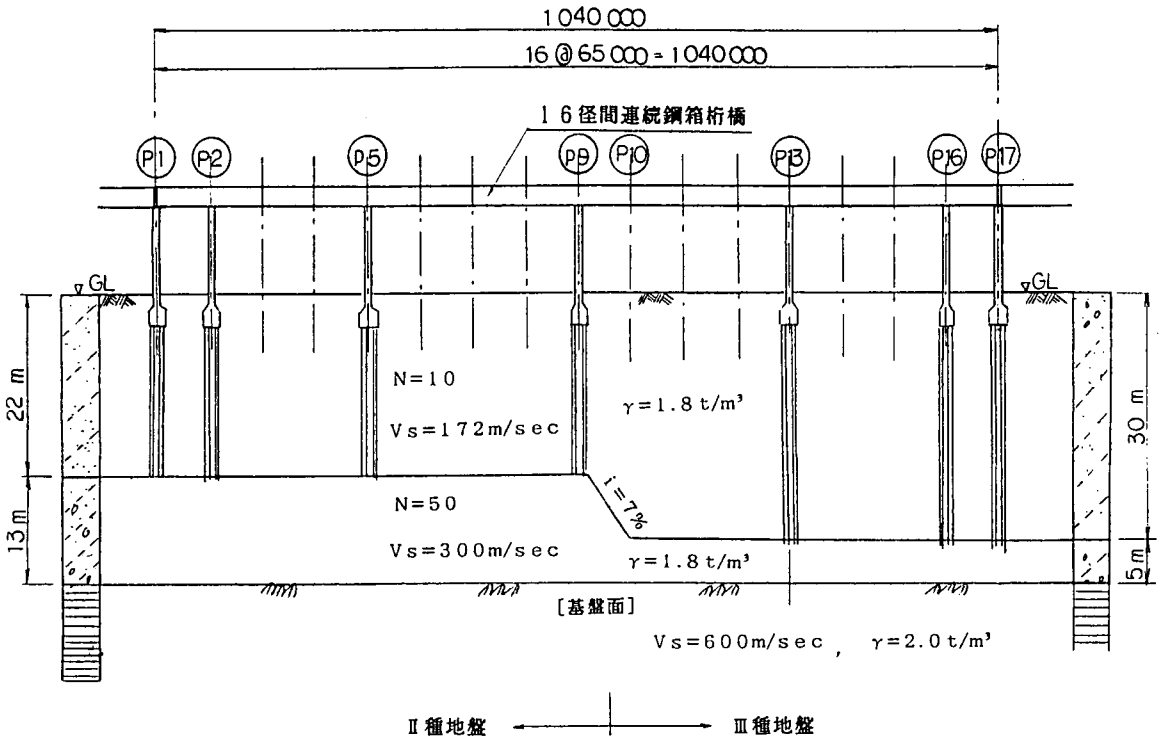
構造物基礎が、広い範囲にまたがる場合の地震時挙動の一般的な傾向として、各々の基礎に入力される地震動が異なるために、構造物の応答があまり増幅されないことが知られている。

以上の事項を考えて、設計振動単位が異なる地盤種にまたがる連続橋の免震装置の変位を計算する場合には、設計振動単位内の各下部構造の位置する地盤の地盤種にしたがって算出した、設計震度を平均した設計震度による慣性力が働くとしたケースを加えることを提案する。

(2) 時刻歴応答解析による検討

i) 検討目的

連続支間長が 1kmに及ぶ超多径間橋では、地表面の標高の変化・表層の地層構成の変化・地盤特性のばらつき、および、基盤面の傾斜等に起因する表層地盤の増幅特性の相違により、各下部構造に周期・振幅特性の異なる地震波が入射することが予想される。本節では、図－4.3.12に示すように架橋地点における表層地盤の層厚が橋軸方向に変化している場合を想定して、地震動の多点入力による時刻歴応答解析を実施し、地盤条件が変化する超多径間連続橋の動的応答特性を検討するとともに、前節で試設計された免震橋梁の照査を行う。



図－4.3.12 地盤モデル

ii) 解析方法

表層地盤の動的特性が橋軸方向に変化する影響を考慮して橋梁の地震時応答を検討する方法としては、表層地盤と橋梁を一体として解析することが考えられる。しかし、超多径間橋梁では解析領域が非常に大きくなるとともに、地盤と基礎の接合部のモデル化や基礎の三次元性の評価等の問題があり、一体解析を行うことは容易ではない。ここでは、図－4.3.13に示すように表層地盤と橋梁を分離して応答解析を行う実用的な方法を用いて検討する。なお、時刻歴応答解析では、震度法レベルの地震動を対象とする。

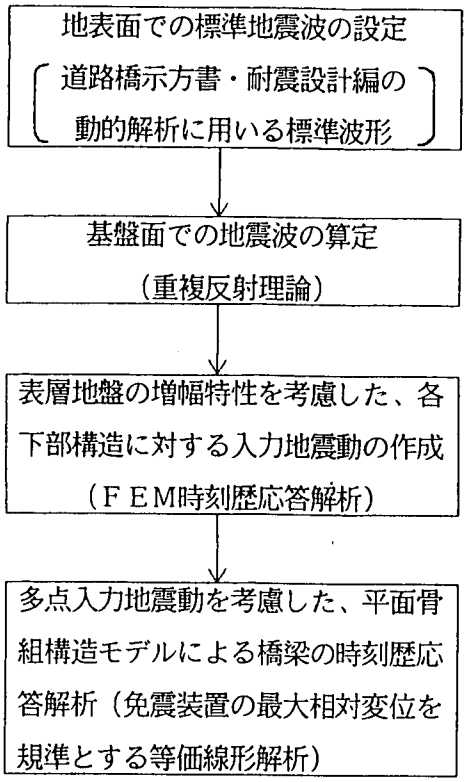
a．多点入力地震動

表層地盤の傾斜による影響を評価するために、以下に示す方法により各下部構造に対する入力地震動を算定する。

① 道路橋示方書・耐震設計編に示されている時刻歴応答解析用標準波形を、任意の橋脚近傍の地表面における地震波形として、重複反射理論を用いて基盤面深度での地震波形を算定する。

② 基盤面における地震波形の特性は、平面的にほとんど変化しないと考えられるため、①で算定された波形を基盤面での入力地震動として、二次元有限要素法を用いて表層地盤の時刻歴応答解析を行う。算定された各下部構造位置に対応する地表面の地震波形をそれぞれの下部構造に対する入力地震動とする。

本節では、道路橋示方書・耐震設計編のⅡ種地盤用標準波形を、Ⅱ種地盤上のＰ１橋脚近傍の地表面波形として算定した入力地震動［入力地震動Ａ］、および、道路橋示方書・耐震設計編のⅢ種地盤用標準波形を、Ⅲ種地盤上のP17橋脚近傍の地表面波形として算定した入力地震動［入力地震動Ｂ］に対する応答解析を行う。



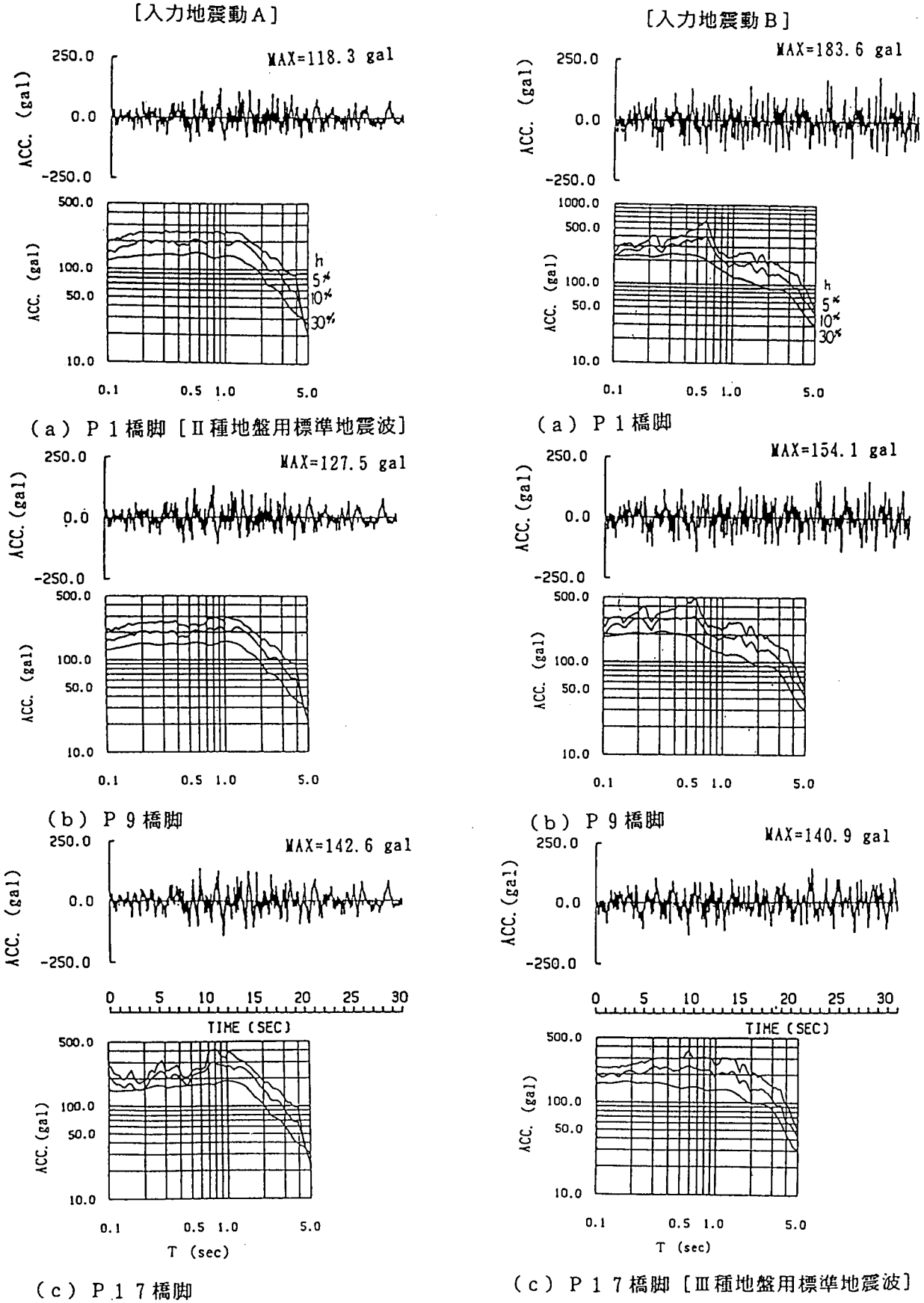
図－4.3.13　解析手順

P1, P9 橋脚およびP17橋脚位置での［入力地震動Ａ］および［入力地震動Ｂ］の波形と応答加速度スペクトルを図－4.3.14に示す。［入力地震動Ａ］におけるP17橋脚位置での入力地震動の応答スペクトルは、Ⅲ種地盤用標準波のスペクトルに比較的相似している。したがって、［入力地震動Ａ］に対する橋梁の応答は、各橋脚にそれぞれの地盤種別に対応する標準波形を入力地震動とした場合とほぼ等しい傾向を示すものと考えられる。

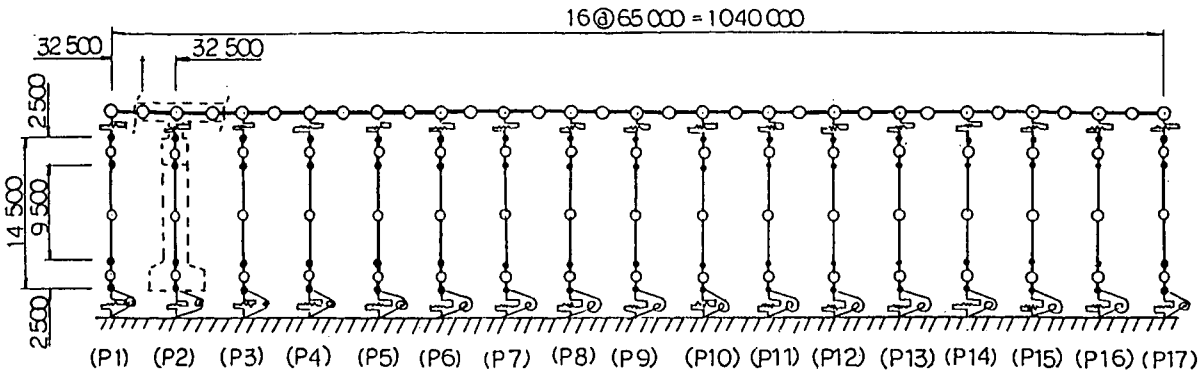
ｂ．解析モデル

時刻歴応答解析では、前節で試設計された橋梁を、図－4.3.15に示すように免震装置を等価線形バネ要素で、上部構造と下部構造を線形梁要素で、基礎および地盤を線形バネ要素で評価した平面骨組モデルを用いる。橋軸方向および橋軸直角方向の解析は、図－4.3.16に示すような質点自由度を有するものとして、それぞれ独立に行う。

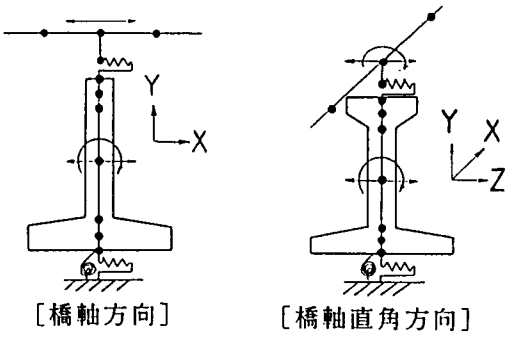
免震装置の等価剛性と等価粘性減衰定数は、免震装置の変位によって変化するため、応答解析においては、各橋脚上のそれぞれの免震装置に生じる最大相対変位が一定値に収束するまで反復計算を行う。
収束時の解析に用いた各部材の物性値を表－4.3.8 ～表－4.3.10に示す。なお、Ｐ１橋脚とP17橋脚については掛け違い部であることを考慮して各部の剛性を他の橋脚の1/2 とする。



図－4.3.14　入力地震波形および応答加速度スペクトル



図－4.3.15　解析モデル



図－4.3.16　質点の自由度

表－4.3.8　基礎バネ定数

	水平バネ (tf/m)	回転バネ (tfm/rad)	h (%)
P1, P17	2.694×10^5	0.585×10^7	10.0(水平)
P2 ～P19	5.384×10^5	1.170×10^7	30.0(回転)

表－4.3.9　橋梁部材定数

		E (tf/m^2)	I (m^4) 橋軸	I (m^4) 橋軸直角	J (m^4)	A (m^2)	h(%)
橋　　桁		2.1×10^7	0.830	10.84	0.435	0.729	2.0
橋脚	P1	2.5×10^6	3.90	22.5	11.49	7.50	5.0
	P2 ～P9		7.80	45.0	22.98	15.00	
	P10～P16		13.50	54.0	37.06	18.00	
	P17		6.75	27.0	18.53	9.00	
フーチング		剛部材とする。					5.0

表－4.3.10　免震装置バネ定数

	入力地震動　A				入力地震動　B			
	橋　軸		橋軸直角		橋　軸		橋軸直角	
	K_{eq} (tf/m)	h_{eq} (%)	K_{eq} (tf/m)	h_{eq} (%)	K_{eq} (tf/m)	h_{eq} (%)	K_{eq} (tf/m)	h_{eq} (%)
P1	2164	22.7	3356	20.8	2942	13.7	3680	8.0
P2 ～P9	4261 ～ 4327	22.7 ～ 23.0	4962 ～ 6031	22.7 ～ 23.0	5617 ～ 6031	12.7 ～ 15.4	6350 ～ 6713	8.0 ～ 10.5
P10～P16	4304 ～ 4371	21.9 ～ 22.3	3584 ～ 4178	22.9 ～ 25.7	5224 ～ 5333	15.7 ～ 16.5	4926 ～ 5699	13.1 ～ 19.1
P17	2152	22.7	2059	23.3	2612	16.5	2849	13.1

iii) 解析結果

a．固有値解析結果

橋軸方向ならびに橋軸直角方向の１次モードは、免震装置の変形に伴い上部構造が剛体として並進または回転するモードであり、最も刺激係数が高く、橋梁の応答に支配的な振動モードである。１次固有周期は、［入力地震動Ａ］の検討ケースにおいて橋軸方向で1.09秒，橋軸直角方向で1.14秒、［入力地震動Ｂ］においては橋軸方向および橋軸直角方向ともに0.99秒となっている。

２次モード以下には、橋軸方向では上部構造の縦振動モードが続くが、刺激係数は小さく橋梁の応答に対する影響は小さいものと考えられる。一方、橋軸直角方向では免震装置の変形とともに上部構造の曲げ振動が生じるモードが続き、１次モードと同程度の刺激係数を示すことから主要なモードであることがわかる。橋脚の曲げモードは、いずれの場合においても0.2秒程度以下の高次のモードとして表れている。

b．応答解析結果

最大応答（免震装置の相対変位，橋脚に作用する上部構造の慣性力，上部構造の曲げモーメント・軸力，橋脚基部の曲げモーメント）の橋軸方向分布を図－4.3.17に、Ｐ３，Ｐ９およびＰ15橋脚についての最大応答（絶対加速度，相対変位，せん断力）の鉛直方向の分布を図－4.3.18，図－4.3.19に、Ｐ３，Ｐ９およびＰ15橋脚について橋脚天端・上部構造の応答波形ならびにパワースペクトルを図－4.3.20～図－4.3.23に示す。

① 橋軸方向加振

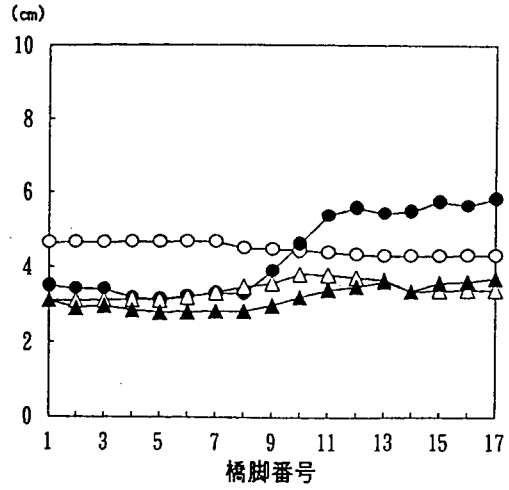
両端の橋脚の基礎地盤間に対する入力地震動の変位の差は，［入力地震動Ａ］で0.7cm、［入力地震動Ｂ］で0.30cm程度であり、位相のずれも僅かである。また、上部構造の伸縮量も小さいため、図－4.3.17の最大応答分布において、各橋脚に生じる免震装置の相対変位に顕著な差はない。［入力地震動Ｂ］では、図－4.3.18の最大加速度分布に示すようにⅡ種地盤上の橋脚とⅢ種地盤上の橋脚の応答がやや異なるため、相対変位に若干の相違が見られる。このため、橋脚に作用する上部構造の慣性力は、［入力地震動Ａ］では各橋脚にほぼ均等に分配されているのに対して、［入力地震動Ｂ］では２割程度の差が生じている。

上部構造に生じる軸力は中央部で増加しており、多点異入力振動特有の傾向を示すが、上部構造に悪影響を及ぼすほどの値ではない。また、各橋脚の基部に生じる曲げモーメントの分布は、橋脚が負担する上部構造の慣性力の分布に対応している。

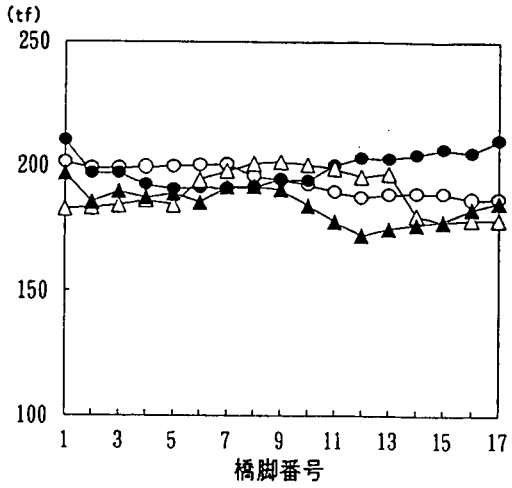
② 橋軸直角方向加振

上部構造の回転および曲げ振動の影響により、橋軸加振時に比較して、各橋脚における免震装置の相対変位の差は大きくなる傾向を示している。また、両端の橋脚において、僅かながら相対変位が増大している。これに対応して、両端の橋脚が負担する上部構造の慣性力は隣接する橋脚に比べて大きくなっており、橋脚基部に生じる曲げモーメントも増加している。

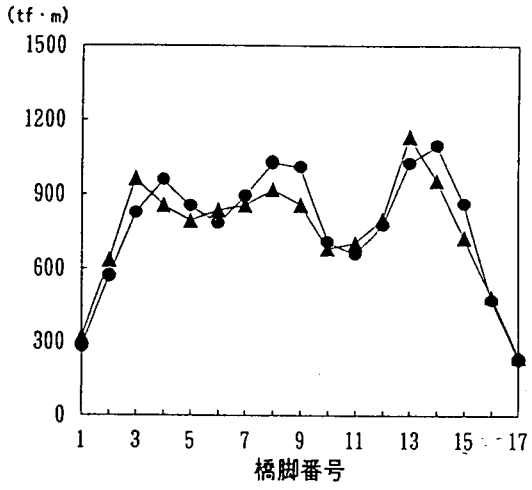
上部構造の曲げモーメントは、中央部で端部の３倍程度生じており、曲げ振動の影響を受けていることがわかる。



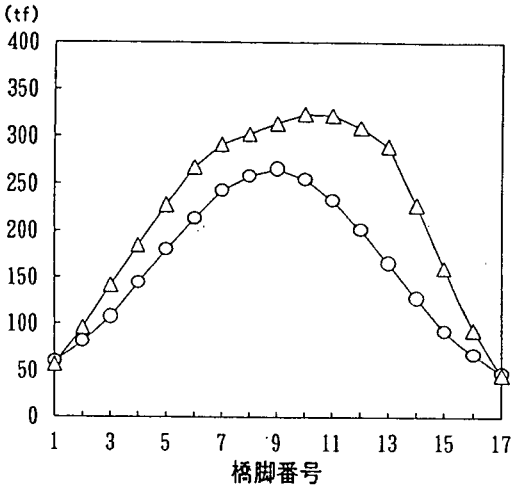
免震装置の相対変位



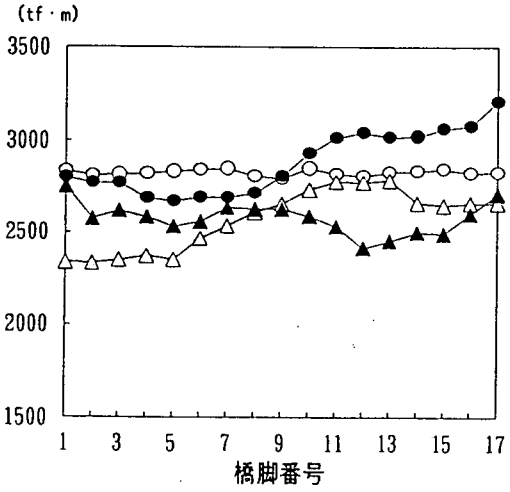
上部構造の慣性力



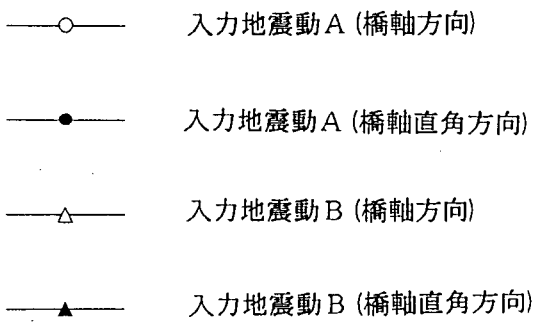
上部構造の曲げモーメント



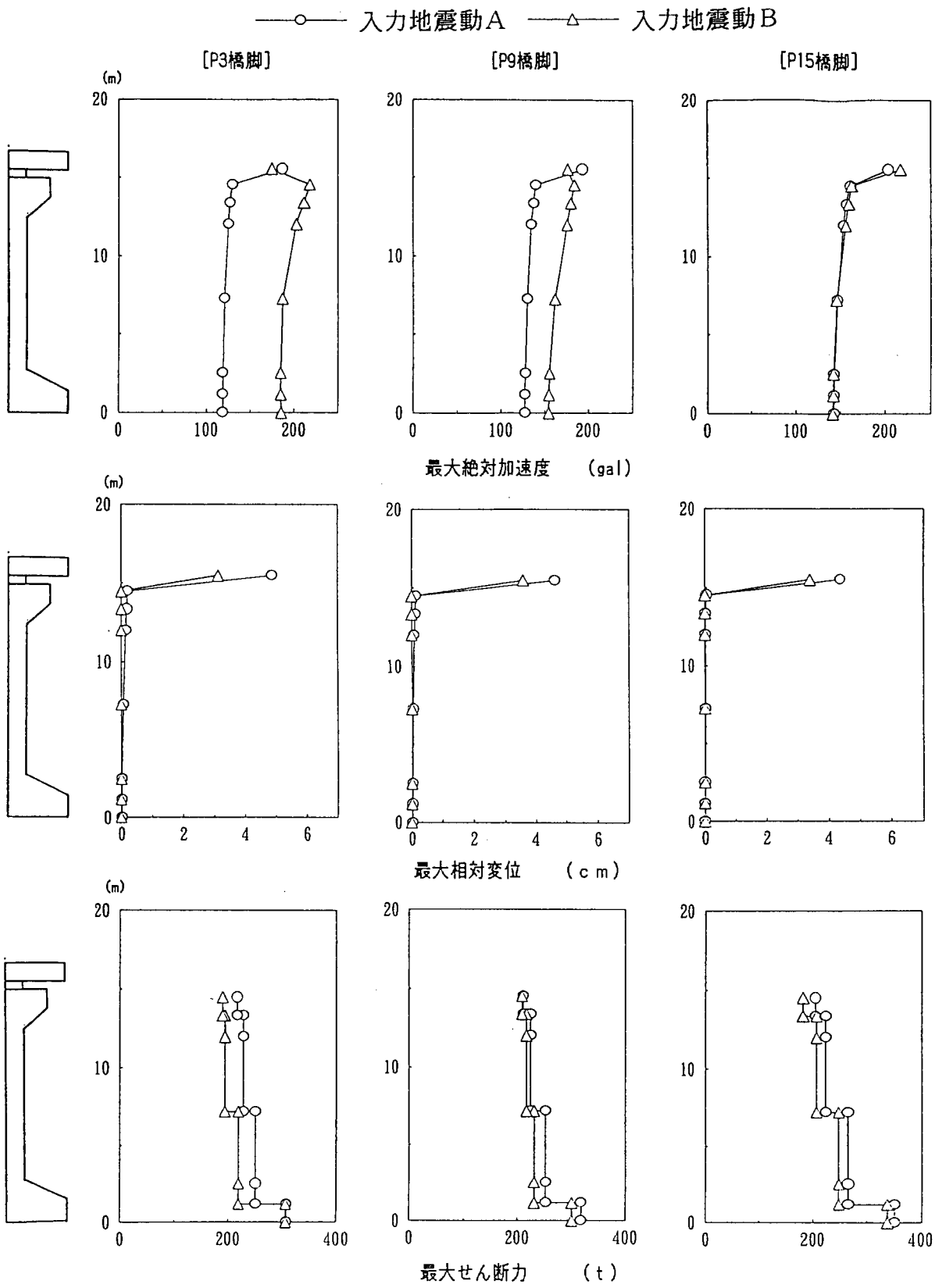
上部構造の軸力



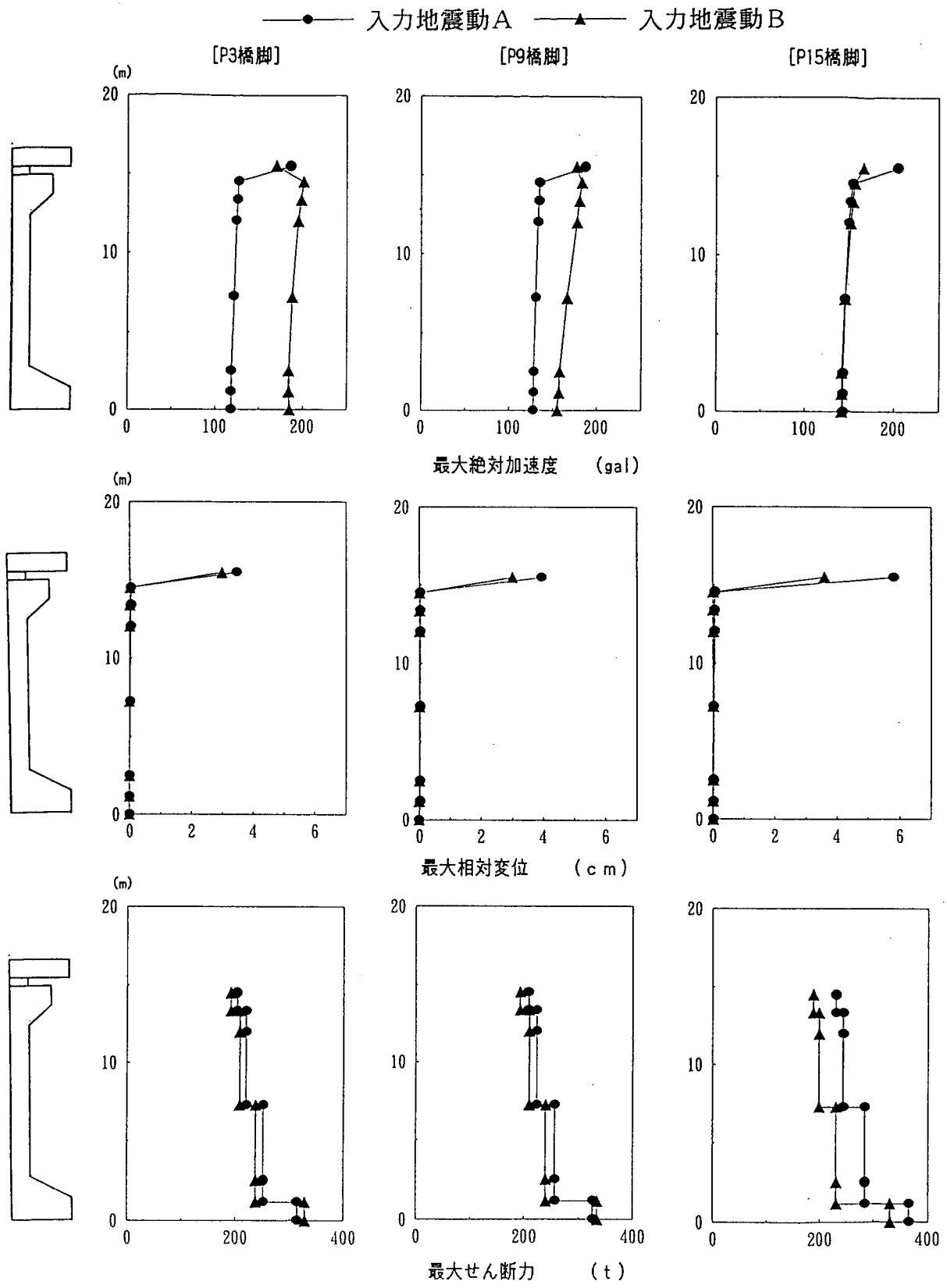
橋脚基部の曲げモーメント



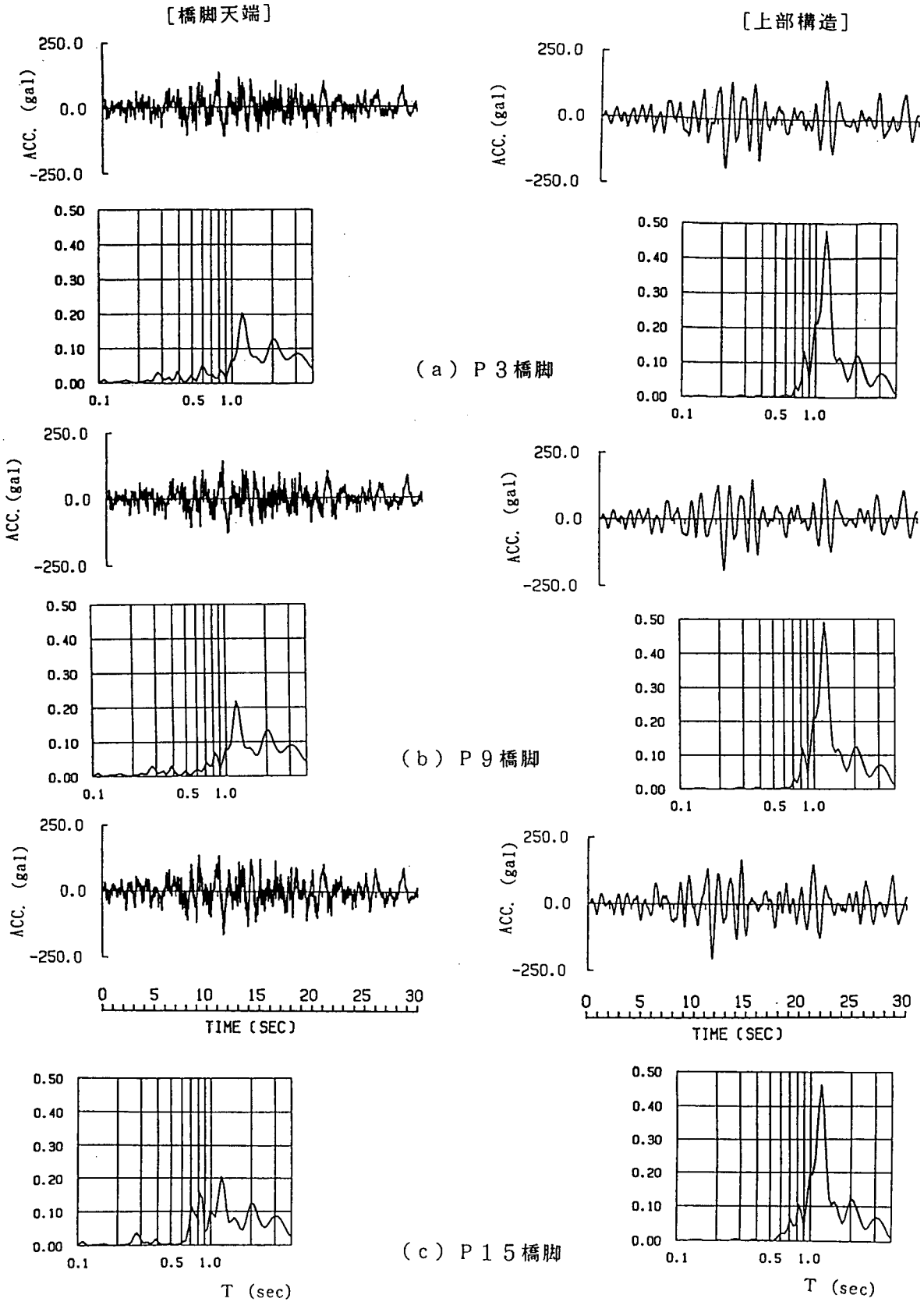
図－4.3.17　最大応答値の橋軸方向分布



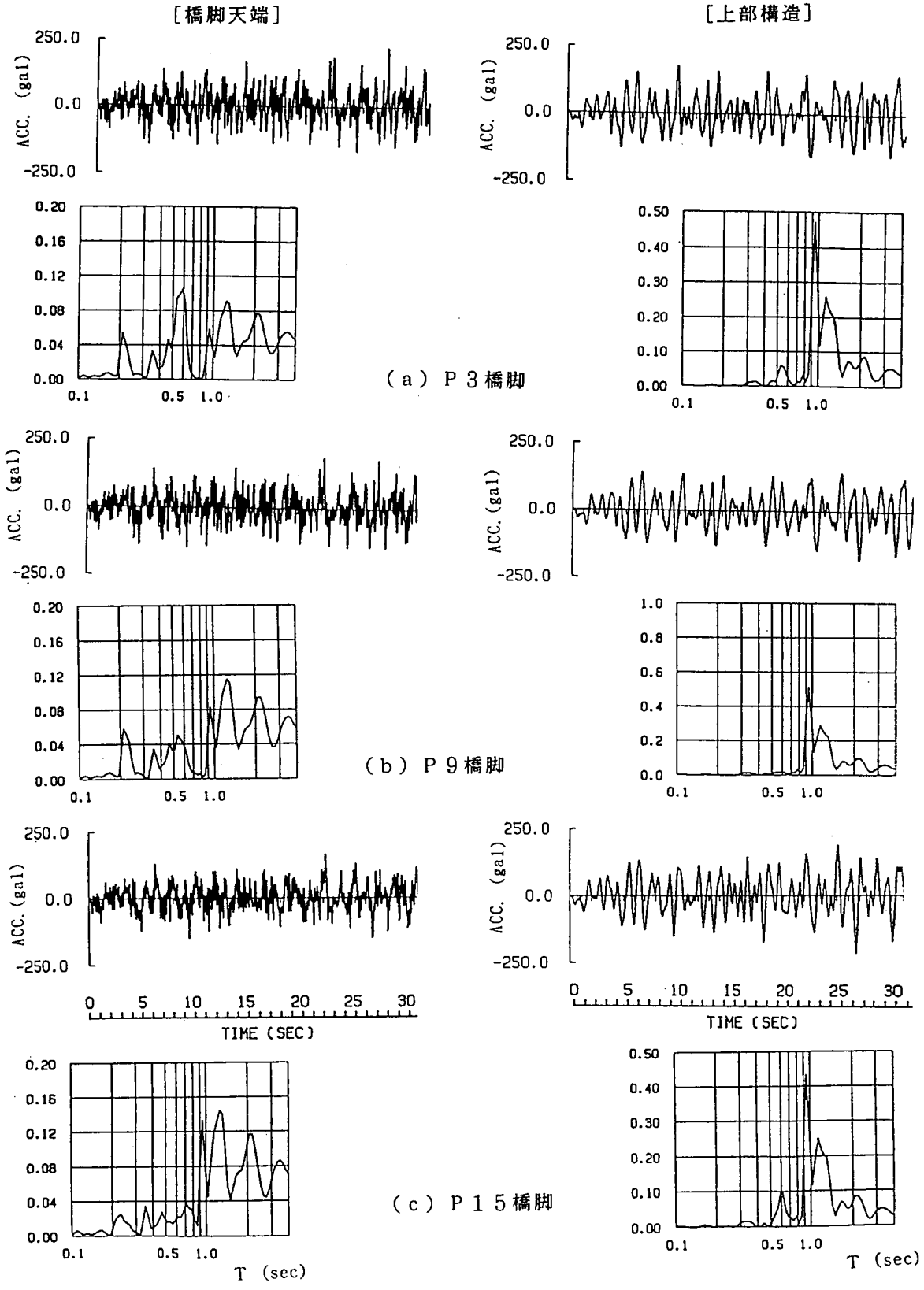
図－4.3.18　橋脚の最大応答値分布（橋軸方向加振）



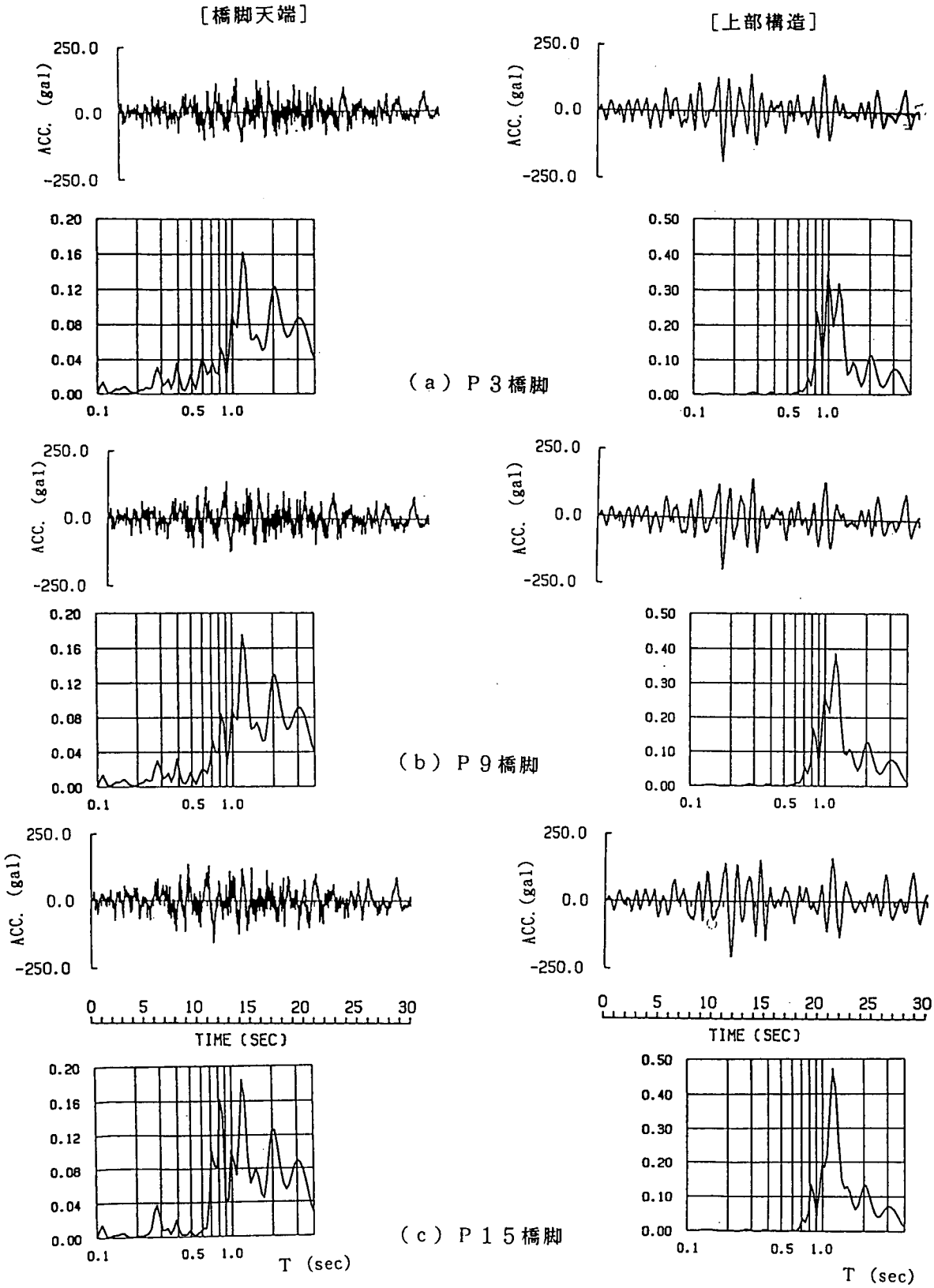
図－4.3.19　橋脚の最大応答値分布（橋軸直角方向加振）



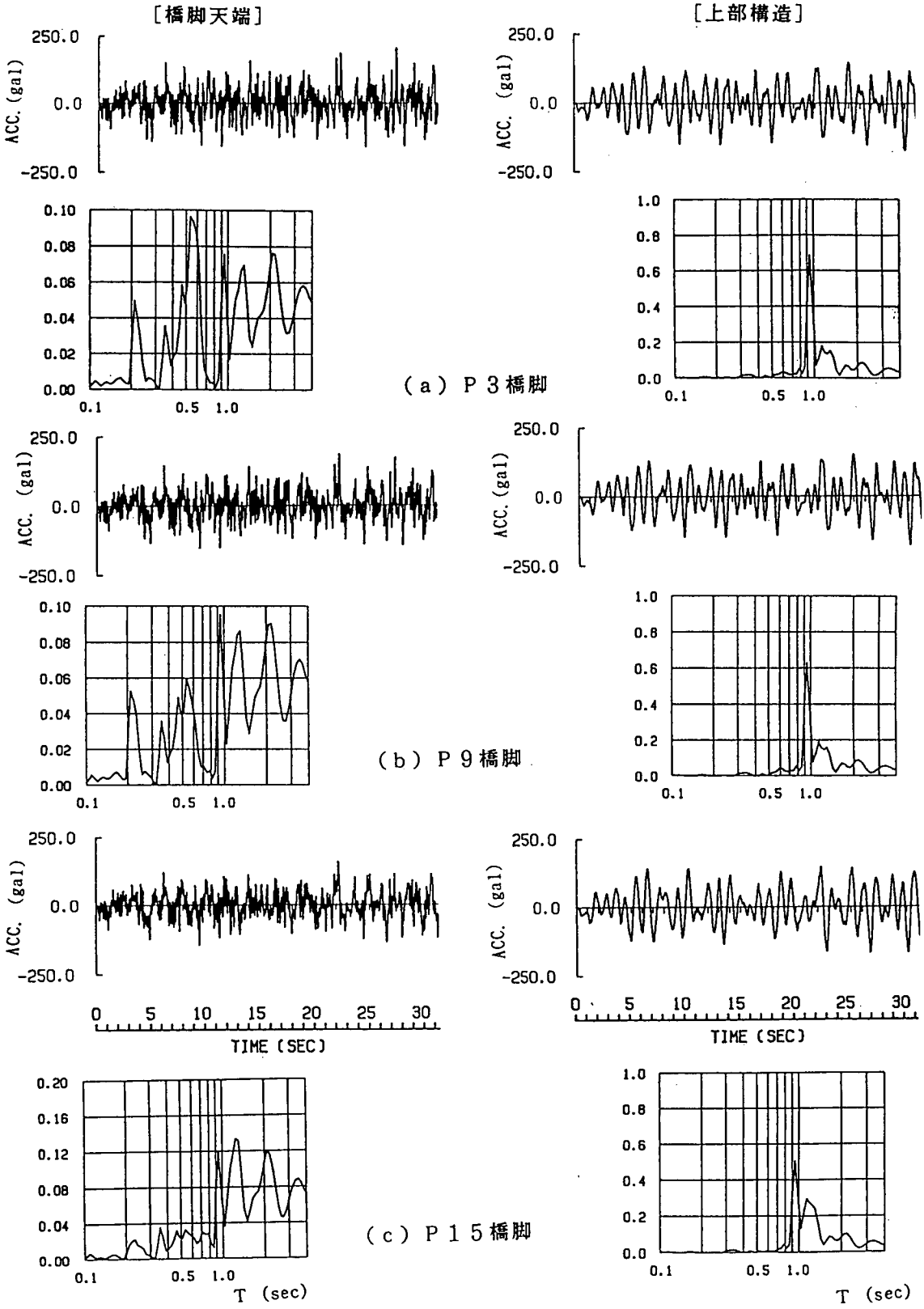
図−4.3.20　加速度応答波形とパワースペクトル（入力地震動A：橋軸方向）



図－4.3.21　加速度応答波形とパワースペクトル（入力地震動Ｂ：橋軸方向）



図－4.3.22　加速度応答波形とパワースペクトル（入力地震動Ａ：橋軸直角方向）



図－4.3.23　加速度応答波形とパワースペクトル（入力地震動Ｂ：橋軸直角方向）

(3) 試設計の評価

表－4.3.11は、試設計における震度法の解析結果と時刻歴応答解析結果とを比較したものである。同表において、時刻歴応答解析結果の（　）内の値は試設計による解析値に対する比を表している。

時刻歴解析では、道路橋示方書・耐震設計編に示されるⅡ種地盤用標準波を基に作成した［入力地震動A］とⅢ種地盤用標準波を基に作成した［入力地震動B］に対する免震橋梁の検討を行った。図－4.3.12に示した解析手順は、地盤条件が橋軸方向に変化することを考慮して動的解析を行う場合に最も実用的な方法であろう。架橋地点の地盤条件は千差万別であり、基本的には個々に検討を要するが、本節に示したようにⅡ種地盤とⅢ種地盤にまたがる免震橋梁であっても、地盤条件が徐々に変化する場合には、顕著な影響はないものと考えられる。

震度法により算定された試設計値は、時刻歴応答解析結果を上回っている。免震装置に生じる変位に関する試設計値と動的解析値との差が他の項目に比べてやや大きいが、動的解析結果を試設計にフィードバックすべき事項は特にないものと考えられる。

表－4.3.11　試設計と時刻歴応答解析の比較

方向	項目	橋脚地盤種別	試設計震度法	時刻歴応答解析 基盤地震動（A）	時刻歴応答解析 基盤地震動（B）
橋軸方向	上部構造の最大加速度(GAL)	P 1～P 9（Ⅱ種）	216	186 (0.86) ～ 194 (0.90)	
		P10～P17（Ⅲ種）	257		186 (0.72) ～ 220 (0.86)
	免震装置の最大変位(cm)	P 1～P 9（Ⅱ種）	9.55	4.48 (0.47) ～ 4.70 (0.49)	
		P10～P17（Ⅲ種）	15.83		3.36 (0.21) ～ 3.83 (0.24)
	橋脚基部の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)	P 1～P 9（Ⅱ種）	3803	2794 (0.73) ～ 2850 (0.75)	
		P10～P17（Ⅲ種）	4753		2646 (0.56) ～ 2785 (0.59)
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	P 1～P 9（Ⅱ種）	359	250 (0.70) ～ 255 (0.71)	
		P10～P17（Ⅲ種）	459		249 (0.54) ～ 257 (0.56)
橋軸直角方向	上部構造の最大加速度(GAL)	P 1～P 9（Ⅱ種）	216	168 (0.78) ～ 189 (0.88)	
		P10～P17（Ⅲ種）	257		160 (0.62) ～ 177 (0.69)
	免震装置の最大変位(cm)	P 1～P 9（Ⅱ種）	9.55	3.15 (0.33) ～ 3.91 (0.41)	
		P10～P17（Ⅲ種）	15.83		3.22 (0.20) ～ 3.72 (0.23)
	橋脚基部の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)	P 1～P 9（Ⅱ種）	4924	2667 (0.54) ～ 2807 (0.57)	
		P10～P17（Ⅲ種）	6099		2493 (0.41) ～ 2706 (0.44)
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	P 1～P 9（Ⅱ種）	392	244 (0.62) ～ 256 (0.65)	
		P10～P17（Ⅲ種）	499		235 (0.47) ～ 249 (0.50)

4.3.5　構造細目

本項構造細目では、落橋防止装置、および移動制限装置の選定を行い、桁の掛け違い長、支承縁端距離、遊間等の寸法を設定し、超多径間連続ＰＣ橋の橋台部および桁の掛け違い部の取合いを示す。なお、橋軸方向は免震とし、橋軸直角方向は免震と非免震の組み合わせを対象とした。

(1) 落橋防止装置および移動制限装置の選定

免震設計では、免震装置により地震力を各橋脚、橋台に分散する構造としていること、免震装置は保有水平耐力レベルの変位まで安定して変位できるように設計されていることにより免震方向については落橋防止装置のみ、非免震方向については移動制限装置を設けることとした。落橋防止装置としてはＰＣ鋼棒を用いる装置とし、移動制限装置としてはコンクリートブロックによるものとする。なお、橋軸直角方向免震時は、十分な桁かかりがあり落橋はしないとする。

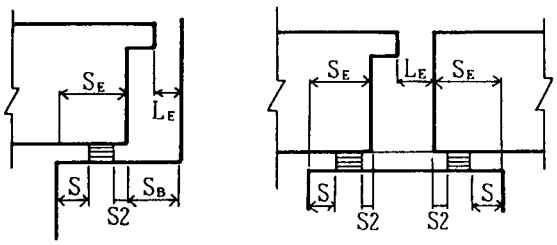
(2) 構造寸法の設定例

構造寸法の設定条件および構造寸法の設定を表-4.3.12および表-4.3.13にまとめる。

表－4.3.12 寸法設定条件

項目		数値
相対変位量	震度法	9.36　cm
(橋軸方向)	保有水平耐力	56.4　cm
温度変化量	20 ℃	10.3　cm
クリープ、乾燥収縮		-18.6　cm

〈橋梁端部〉　〈掛け違い部〉



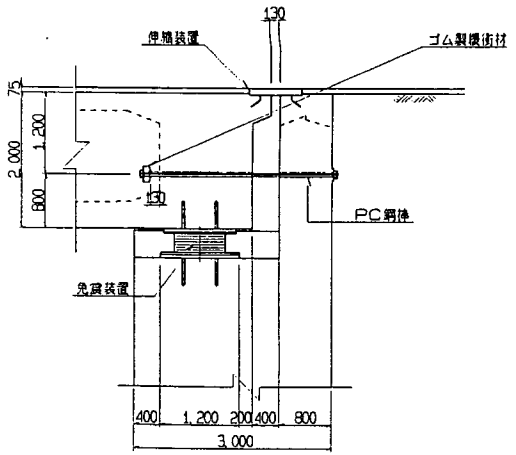
注1)橋長1027m=39.5m*26支間を対象

表－4.3.13 構造寸法の設定

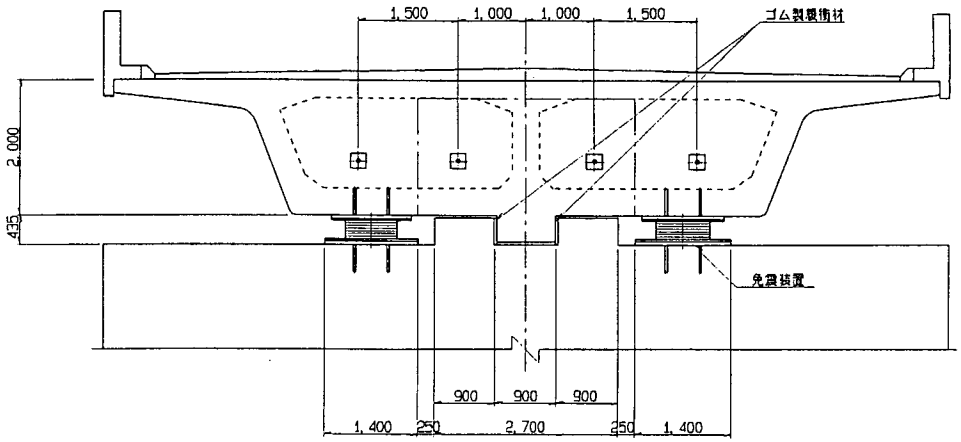
項目	計算式		採用値	備考
掛け違い長	70+0.5*39.5=89.3 $\sqrt{56.4^2+56.4^2}$=79.8	道示Ⅴ ﾏﾆｭｱﾙ	S_E=90cm	値の大きい道示Ⅴを採用
支承縁端距離	20+0.5*39.5=39.8	道示Ⅳ	S_1=40cm	
桁の縁端距離	20+0.5*0=20	道示Ⅳ	S_2=20cm	道示ⅣのL=0で算出
橋梁端部 遊間の設定	10.3+2.0(余裕量)=12.3 9.36+10.0=19.36	温度変化 ﾏﾆｭｱﾙ	S_B=13cm S_B=40cm	注2)参照
掛け違い部 遊間の設定	2*10.3+2.0(余裕量)=22.6 $\sqrt{9.36^2+9.36^2}$+10.0=23.2	温度変化 ﾏﾆｭｱﾙ	S_B=23cm S_B=40cm	注2)参照

注2)　桁端部の遊間は、温度変化と、震度法レベルの変位+10cmとの大きい変位により設定される。ただし、超多径間連続橋の場合、震度法レベルを越えた地震時においても桁と桁および桁と橋台が極力衝突しないよう遊間Y2を設けることとし、40cmとした。

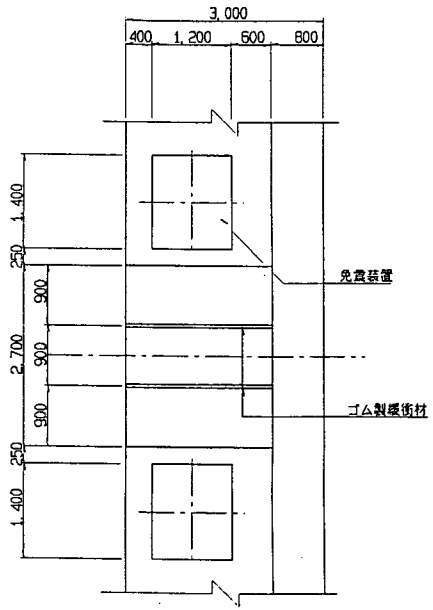
側　面　図



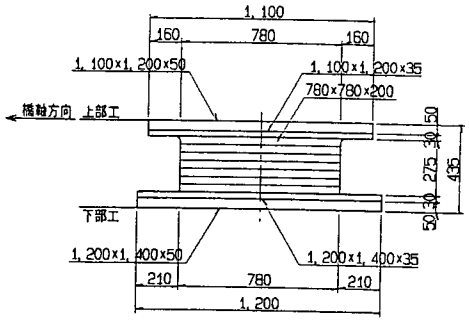
正　面　図

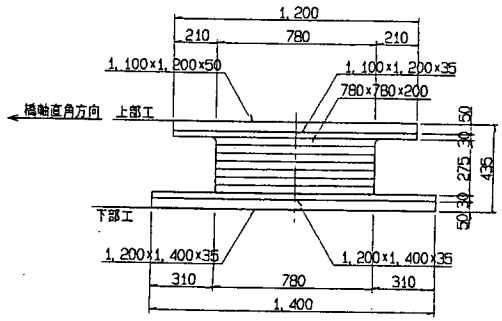


平　面　図



注）　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。





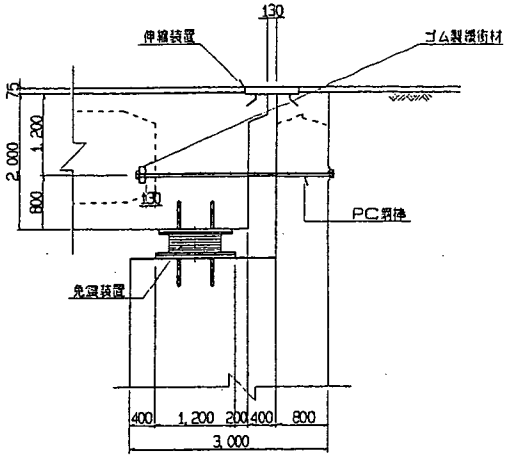
2．落橋防止及び移動制限装置は以下のタイプを採用した．
　橋軸方向　　：落橋防止装置（PC鋼棒）
　橋軸直角方向：移動制限装置（コンクリートブッロク）

図－4.3.23　多径間連続ＰＣ橋橋台部構造細目（案）

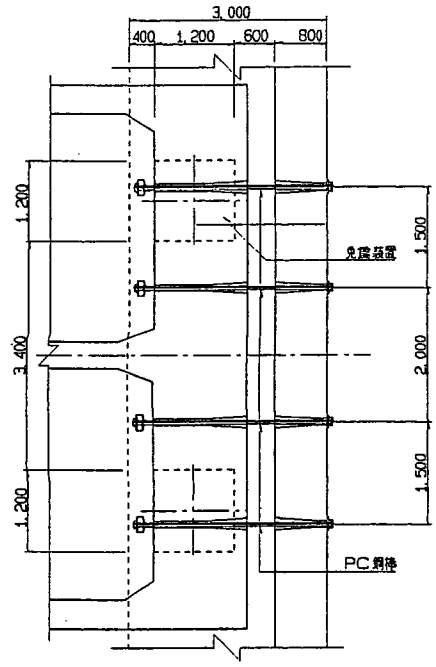
橋軸方向　　：免震

橋軸直角方向：非免震

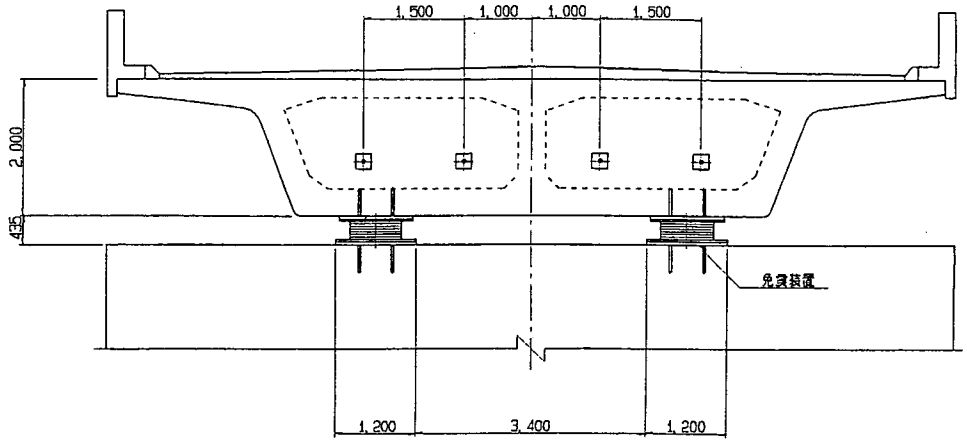
側　面　図



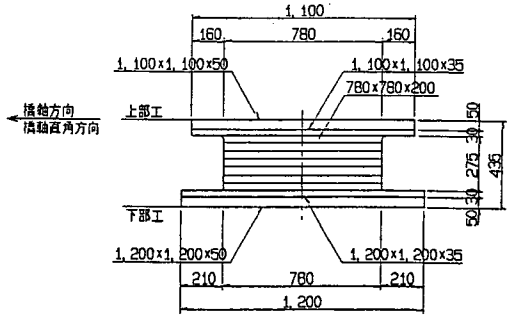
平　面　図



正　面　図



注)　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。



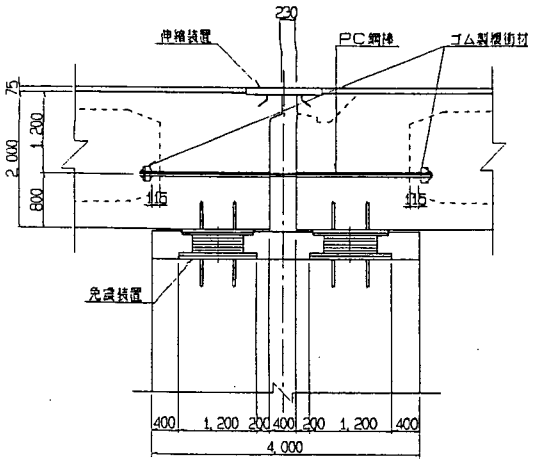
2．落橋防止は以下のタイプを採用した．
　橋軸方向　：落橋防止装置（PC鋼棒）

図－4.3.24　多径間連続ＰＣ橋橋台部構造細目（案）

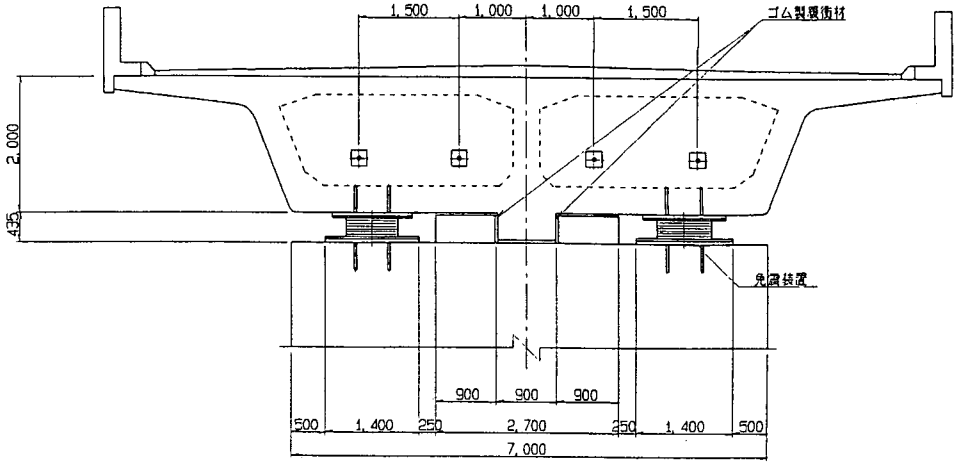
橋軸方向　　：免震

橋軸直角方向：免震

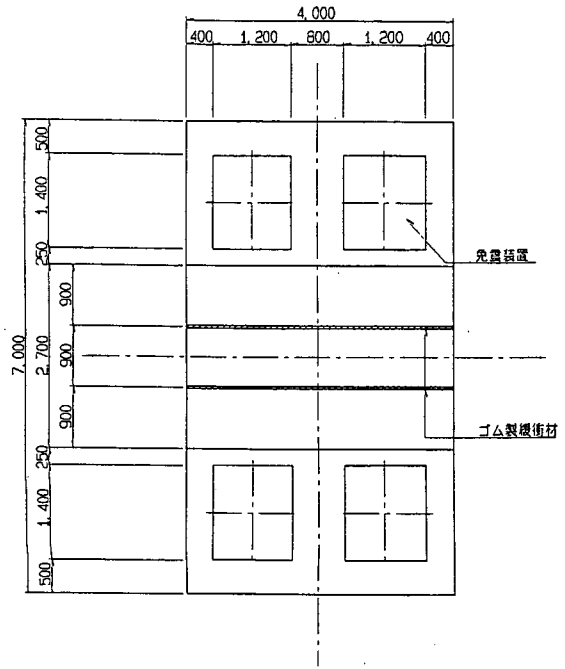
側　面　図



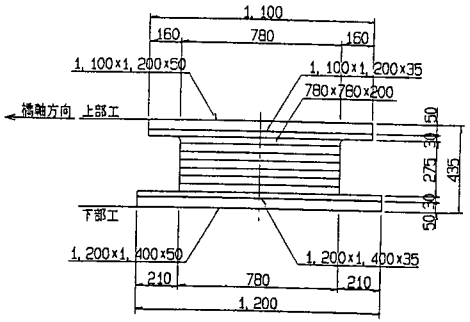
正　面　図

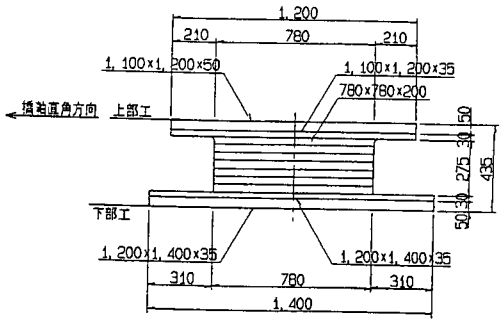


平　面　図



注）　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。





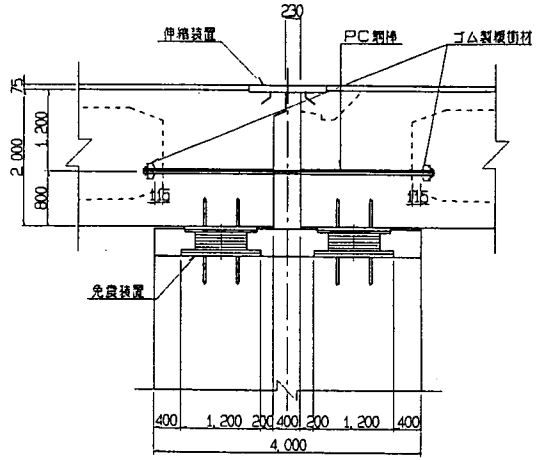
2．落橋防止及び移動制限装置は以下のタイプを採用した．
橋軸方向　　：落橋防止装置（PC鋼棒）
橋軸直角方向：移動制限装置（コンクリートブッロク）

図－4.3.25　多径間連続ＰＣ橋桁掛け違い部構造細目（案）

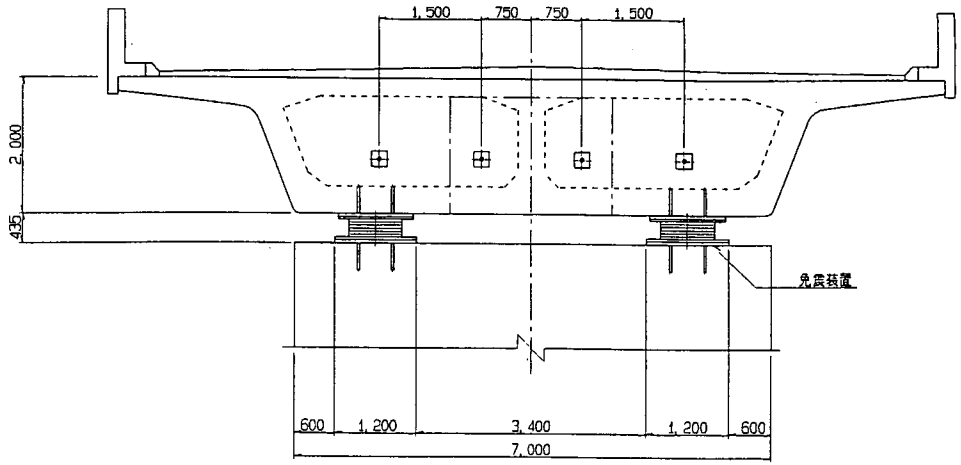
橋軸方向　　：免震

橋軸直角方向：非免震

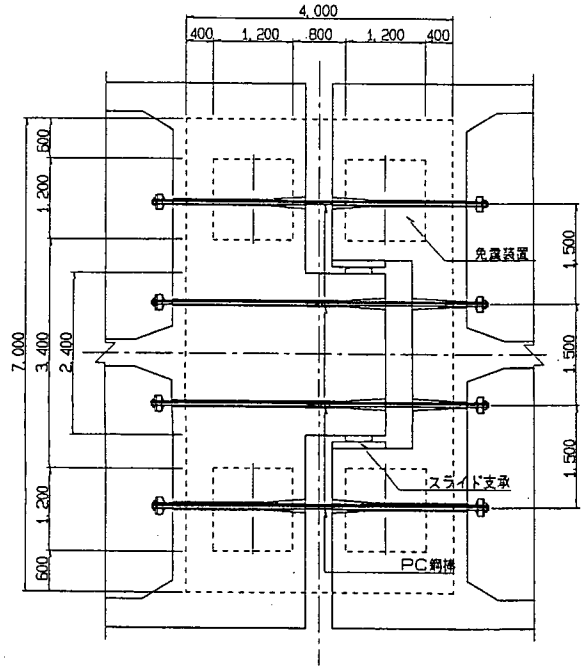
側　面　図



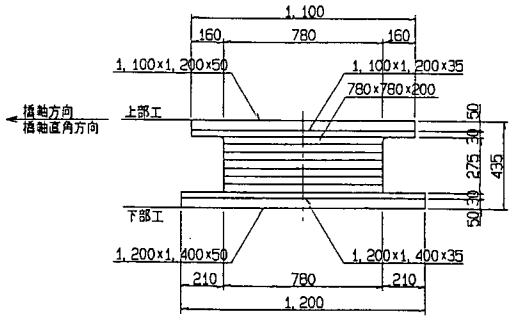
正　面　図



平　面　図



注)　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。



2．落橋防止は以下のタイプを採用した．
橋軸方向　：落橋防止装置（PC鋼棒）

図－4.3.26　多径間連続ＰＣ橋桁掛け違い部構造細目（案）

橋軸方向　　：免震

橋軸直角方向：免震

4.3.6　超多径間ＰＣ連続橋の施工法

(1) 超多径間連続桁の施工法実績調査

i) 調査方法

実績調査の対象とする多径間連続桁橋は、その施工法及び支承構造に着目し以下の５橋を選定した。また、調査項目としては、構造諸元、支承構造、施工法、桁下条件及び工期について調査した。

① ＡＳ２１工区高架橋　（大型移動吊支保工、ＢＰ沓＋ＳＵダンパー）
② 浦和西高架橋　（固定支保工、ＢＰくさび沓）
③ 石狩川橋　（片持張出し架設、ゴム沓）
④ 丘珠高架橋　（大型移動支保工、ＢＰ沓）
⑤ 皆生大橋　（押出し架設、ＢＰ沓）

ii) 調査結果

調査結果一覧を表-4.3.14 に示す。調査結果より、各施工法とも施工時には何らかの仮固定が施され、施工中の安定が図られていることがわかる。また、施工速度については、大型移動吊支保工が速く、次いで押出し架設、固定支保工、片持張出し架設の順となっている。

(2) 各架設工法の適用性の検討

i) 架設工法の選定

場所打ＰＣ橋の架設工法には大別して、以下の４種類がある。

・固定支保工架設……地上より桁下まで支保工を組立て、主桁を製作する方法
・片持張出し架設……橋脚を中心に主桁を左右に片持ち形式で順次張出ししていく方法
・移動支保工架設……大型移動支保工により主桁を径間単位で製作する方法
・押出し架設……主桁製作ヤード上で主桁を８～20m のブロックで製作し、順次押出していく方法

これらの架設工法の選定に当っては、橋梁規模、線形、主桁断面、構造形式、桁下条件等種々の適用条件を考慮しなければならない。ここでは、各架設工法のモデル橋への適用性の判定を表-4.3.15 の選定表により行った。

ii) モデル橋の条件

・橋長　Ｌ＝1,026m（26@39.5m）
・幅員　Ｂ＝11.0 m
・構造形式　26径間連続箱桁
・断面形状　箱桁等断面（Ｈ＝2.0m）
・平面線形　直線（Ｒ＝∞）
・橋脚高さ　Ｈ＝12m

選定表より、片持張出し架設以外の工法は適用性があると判断される。

表－4.3.14　多径間連続桁　施工法実績表

橋名		AS21工区高架橋	浦和西高架橋	石狩川橋	丘珠高架橋	皆生大橋
構造諸元	橋長	408.0m	197.0m	543.8m	750m	338.0m
	支間長	48.0＋8@45.0m	27.75＋4@35.0＋27.75 m	62.15＋5@74.6＋62.8＋44.35m	24.54＋4@25.0＋24.54 m	2×46.45m, 46.45＋56.0＋46.5m, 2×46.45m
	径間数	9径間連続	6径間連続	8径間連続	6径間連続（5連）	2径間連続＋3径間連続 ＋2径間連続
	幅員	全幅 19.45m	全幅 23.00m	全幅 11.40m	全幅 11.75m	全幅 11.25m
	桁高	2.5m（2主箱桁）	2.0m（3室箱桁）	4.5m（柱頭部）（1室箱桁）	1.7m（2主版桁）	2.8m（箱桁）
支承構造	支承	BP沓＋SUダンパー（F270T）	BP沓（くさび沓）	ゴム支承	BP沓	BP沓
	施工時固定法	SUダンパーは、上下線一体構造となった時点で橋脚側より緊張し、クリープ乾燥収縮が70%進行した時点で再度緊張する。 定着部　サドル部 SUダンパー	仮固定　架設時 PTFE 仮可動　緊張時 PTFE クリープ，乾燥収縮解放時 本固定　橋体完成 6カ月後	コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるゴム支承の水平変位を、桁のジャッキアップと強制変位を与えることにより低減し、ゴム厚を極力薄くした。 施工時 仮コンクリート 完成時 ゴム沓 粘性ストッパー	金物 金物 施工進行に合せて、数個所を仮固定する。 構造系完成時に、上沓・下沓の移動制限装置の遊間に金物を挿入し、固定支承とする。	施工時主桁は，水平架台上に固定。 あらかじめ上沓は主桁に、下沓は橋脚に取り付けておき、押し出す。 橋体完成後下沓を所定の高さにセットし、無収縮モルタルを打設する。 施工時 水平架台 完成時 BP沓
	完成系支承	M SU SU M	M M F F F F M (K) (K) (K) K；くさび支承	MF MF	M F F M F；可動支承 → 固定支承	M F MM M F MM F M
施工法		大型移動吊支保工	固定支保工	張出し施工	大型移動吊支保工	SSY式押出し工法
桁下条件		市道	市道	河川	市道	河川
工期		S57.3～S59.4 1スパンサイクル 15日 （3.00m／日）	H1.7～H3.12 1スパンサイクル 45日 （0.78m／日）	1ブロックサイクル 10.5日 （0.67m／日）	H1.4～H4.8 1スパンサイクル 10日 （2.50m／日）	S58.12 ～ S60.6 1ブロックサイクル 8日 （1.69m／日）

表－4.3.15　架設工法の適用性

適　用　条　件	固定支保工架設	片持張出し架設	移動支保工架設	押出し架設
橋梁規模				
＜2000㎡	○	○	×	△
＞2000㎡	△	○	×	○
＞5000㎡	△	○	○	○
支間				
＜40m	○	×	○	○
＜60m	○	△	×	○
＜100m	△	○	×	△
＞100m	×	○	×	×
支間の変化				
ほぼ等スパン	○	△	○	○
不等スパン	○	○	×	○
桁下条件				
河川上	△	○	○	○
鉄道，道路上	×	○	○	○
制限なし	○	○	○	○
高さ＜20m	○	○	○	○
高さ＞20m	×	○	○	○
平面線形				
R＞150m	○	○	○	○
R＜150m	○	△	×	△
幅員の変化				
ほぼ等幅	○	○	○	○
不 等 幅	○	△	×	×
施工速度				
標準	○	○	○	○
急速	△	○	△	○
天候の影響度	×	○	○	○
桁下空間の阻害度合	△	○	○	○
主桁断面				
箱桁等断面	○	○	△	○
箱桁変断面	○	○	×	×
中空スラブ	○	×	○	×
版桁	△	△	○	×
構造形式				
単純桁橋	○	×	○	△
連続桁橋	○	○	○	○
連続ラーメン橋	○	○	△	×
有ヒンジラーメン橋	×	○	×	×
Ｔラーメン橋	○	○	×	×
斜張橋	△	○	×	×
アーチ橋	△	△	×	×
トラス橋	○	○	×	△
吊床版橋	×	×	×	×

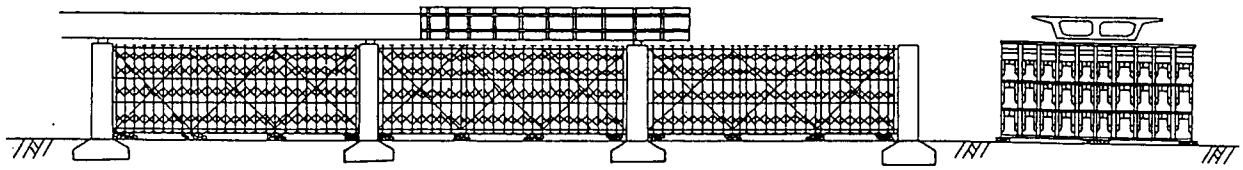
注）○適切　△検討の余地あり　×不適当

(3) 各架設工法の施工概要

i) 固定支保工架設

本工法は図-4.3.28 に示すように、桁下に支保工を組立て主桁を製作する方法で、桁下空間の制約がなく基礎地盤が平坦な場合には最も適しており、経済性にも優れている。ただし、桁下空間に制約がある場合や、地盤状態がよくない場合は、その優位性は低下する。

モデル橋に適用する場合、支保工材は3径間分程度、型枠材は1～2径間分を使用し、順次転用する分割施工が現実的である。



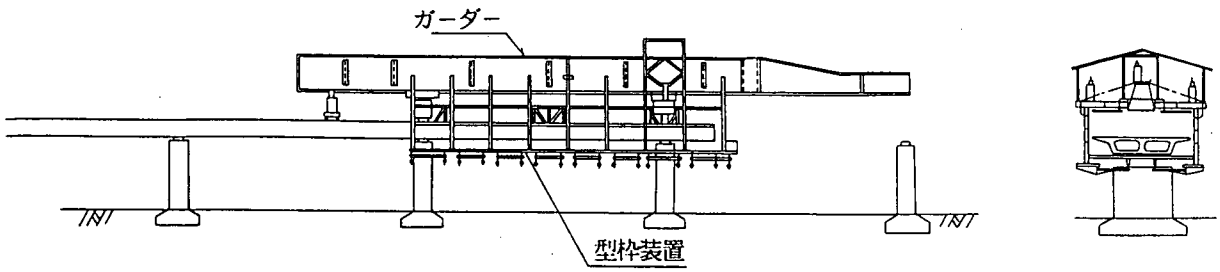
図－4.3.28 固定支保工架設

ii) 移動支保工架設

本工法は大型の移動支保工を用いて、多径間の橋梁を径間単位で施工する工法である。支保工には、型枠、移動装置、屋根等が組み込まれており、型枠組払い、材料運搬、支保工移動などの作業が機械的に行われ、桁下空間を侵すことが少ない。

その他に、この工法の特徴としては、全天候施工が可能で工期が確実であること、単純繰り返し作業で労務の効率的運用が可能であること、養生も十分に行えることなどが挙げられる。

モデル橋は等桁高、等支間であり、橋梁規模も大きいことから、本工法の適用性はかなり高いと言える。



図－4.3.29 移動支保工架設

iii)押出し工法

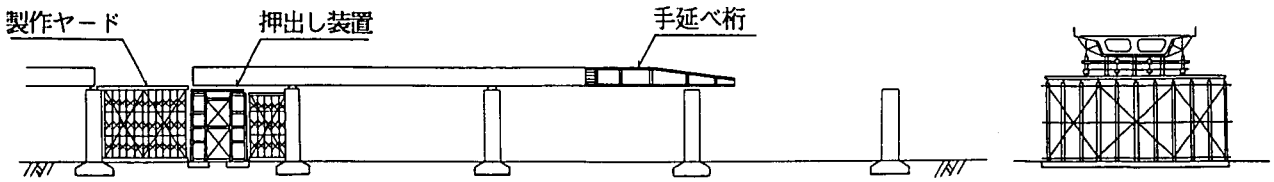
本工法は、端部橋脚後方に設置した主桁製作台上で8～20m の主桁ブロックを製作し、順次主桁を連結しながら、前方へ押出していく架設工法である。

主桁製作台には、型枠装置、荷役設備、屋根等が設置されており、効果的な労務配置が可能である。架設時主桁の移動は各橋脚上に設置した押出し装置により行い、架設地点での作業はないため、桁下空間は

全く侵さず、安全性の高い工法である。

留意点としては、架設中に主桁に作用する断面力が交番するため、これに対する補強ＰＣ鋼材が必要となる点である。

また、本工法をモデル橋に適用した場合、支承のセットは主桁の架設が完了した後になる。



図－4.3.30　押出し工法架設

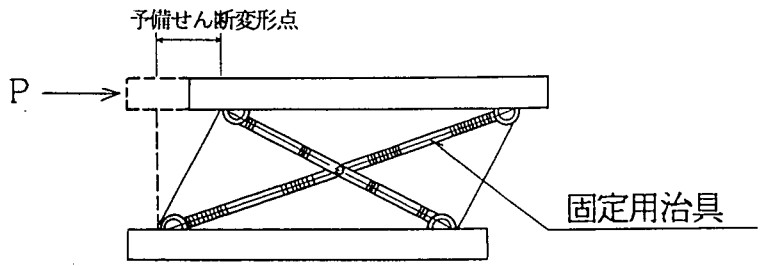
(4) 支承の施工法

i) 免震装置の設置法

モデル橋は橋長１㎞と長く、主桁のクリープ、乾燥収縮による下部工への影響は大きいと予想されたため、免震装置（ＬＲＢ）に予備せん断変形を与え、その影響を低減することとしている。ここでは、免震装置の設置法について述べるが、主にＬＲＢに予備せん断変形を与える方法について記述する。

① 工場で与える方法

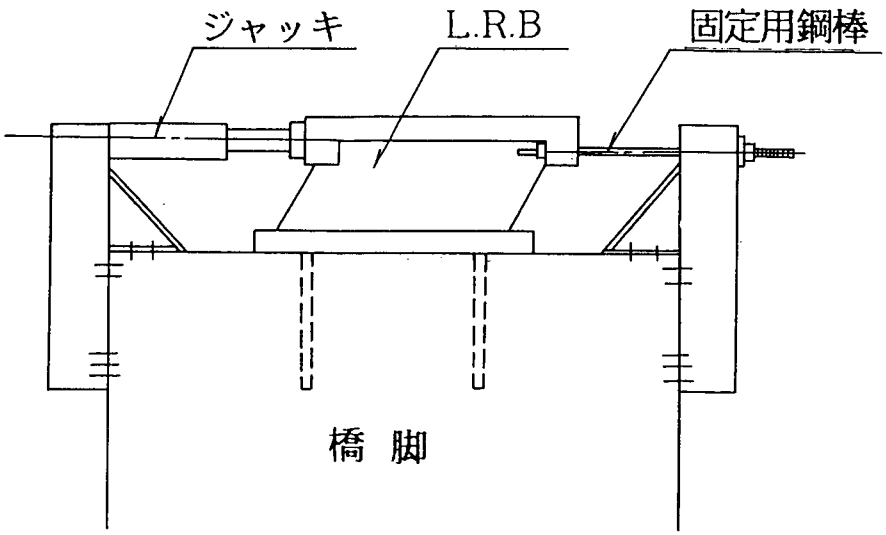
工場において、ジャッキ等によりＬＲＢに予備せん断を与え、固定用治具により固定する。その後、現場に搬入、セットし主桁施工完了後に、固定用治具を解放する。



図－4.3.31　予備せん断の与え方

② 現場で与える方法――(1)

下部工にＬＲＢをセット、固定した後、橋脚上の反力台を用いて、ジャッキ等により予備せん断を与える。これを鋼棒等により固定し、主桁を施工する。主桁施工完了後に解放する。

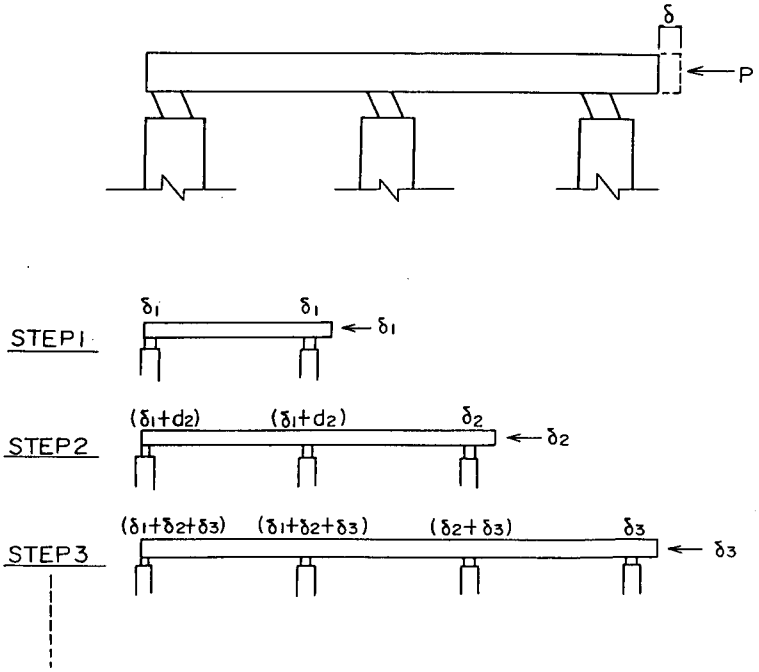


図－4.3.32　予備せん断の与え方

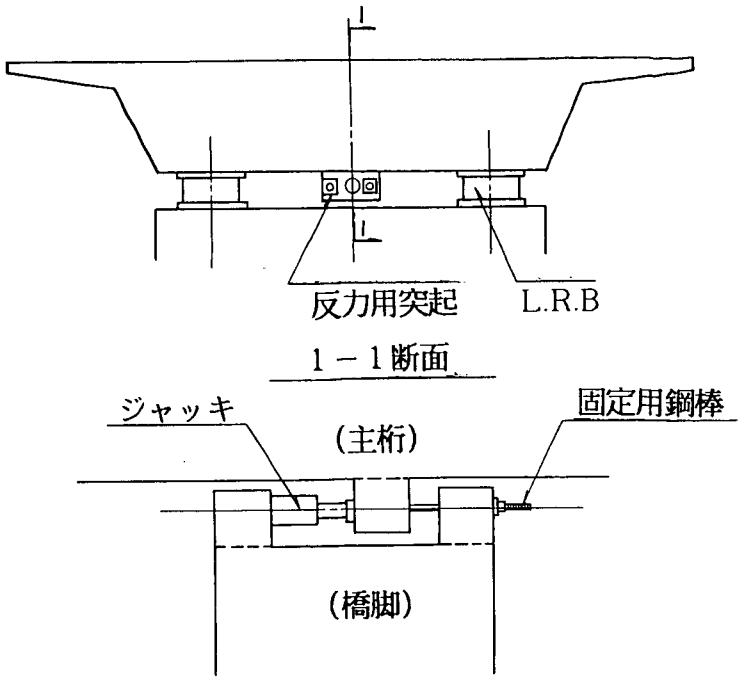
③ 現場で与える方法 ――(2)

下部工にＬＲＢをセット、固定し、予備せん断を与えないで上部工を施工する。上部工を１径間あるいは、数径間施工後、ジャッキ等により上・下部工に相対変位を生じさせることによって、ＬＲＢに予備せん断変形を与える。

この変形量は、次の径間を施工するまでの間、鋼棒等によって保持しておき、さらに次径間施工後、相対変位を与える。このように順次変形量を増加させることによって、端部橋脚になるほど、ＬＲＢの予備せん断変形量は多くなり、主桁のクリープ、乾燥収縮による移動量の傾向と一致させることができる。



図－4.3.33　施 工 の 順 序



図－4.3.34　移動、固定装置

ii）施工時仮固定法

超多径間連続ＰＣ橋を施工する場合、通常、主桁は分割施工され、その施工期間は長期に及ぶ。したがって施工中に生じる主桁のクリープ、乾燥収縮、温度変化等により主桁移動量が大きくななり、打継目において、既設部分と支保工との間にかなりの相対変位が生じる。また、地震等の不測の外力作用によって施工中の主桁に損傷が生じる可能性もあることから、施工時には仮固定を施し、その安定を図る必要がある。

施工時の仮固定方法について検討する場合、以下の点に留意しなければならない。

① 仮固定を施した下部工には、施工中の主桁のクリープ、乾燥収縮、温度変化によって不静定力が作用する。この不静定力によって、下部工に有害な損傷を与えないよう、固定支間長、固定期間について検討する。

② 地震時には仮固定した下部工に上部工慣性力が集中するため、できるだけ分散させる必要があるが、①の理由により、むやみに仮固定箇所を増やすわけにはいかない。したがって、下部工の耐力を考慮して必要最低限の仮固定箇所を選定する。

仮固定する方法としては、支承本体に固定装置を組込む方法（クサビ沓、ＢＰ沓の移動制限装置を利用したもの）と支承以外の固定装置による方法（ケーブル、ストッパーを利用したもの）があるが、いずれの方法を採用するにせよ、施工中の仮固定及び解放が容易に行えるよう工夫する必要がある。

〈民側担当会社〉（株）大林組，清水建設（株），住友建設（株），神戸製鋼所（株），
パシフィックコンサルタンツ（株），日本技術開発（株），新構造技術（株）

4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究

4.4.1　平成3年度研究成果の概要

(1) 研究の概要

i)　研究の方針

過去2か年にわたる研究の成果により既設橋梁に対する免震装置の適用性を明らかにすることができたものと考えられる。今年度は研究の最終年度として、既設橋梁の耐震補強や都市内高架橋の多径間化計画に関する社会的な関心が高まりつつあることを受けて、より具体的に実施可能性を明らかにするとともに、設計マニュアル（案）の作成に資するため、適用可能性の補足と設計手法・条件の細目および免震装置の施工方法と構造細目などの詳細についての検討を実施した。

ii）研究の項目

上述した方針にもとづいて今年度実施の対象とした研究項目は次のとおりである。

①　既設橋梁への適用方針および設計手法・条件の整理と体系化

②　適用可能性補足検討および試設計

③　動的解析による免震装置の効果と安全性の検証

④　免震装置の施工法および構造細目の検討

⑤　設計マニュアル（案）のとりまとめ

(2) 成果の要約

上記各項目の成果は次のようにまとめられる。

①　既設橋梁への適用方針および設計手法・条件の整理と体系化

既設橋梁に対して免震装置を適用するケースとして、下部構造の耐震補強と単純桁の連続化をとりあげ、適用を検討する場合の考え方を明らかにした。さらに、具体の設計、照査の手順をフローチャートとして示した。

②　適用可能性補足検討および試設計

下部構造の耐震補強については、耐震設計上の地盤種別の相違と免震装置の設定固有周期の相違に着目して、それらが耐震補強の効果に及ぼす影響を試算により明らかにした。また、設計マニュアル（案）に準拠した試設計を行い、実施可能性を確かめた。

単純桁の連続化に対する適用については、地盤種別に応じた可能な連続径間長について試算検討を行った。併せて、連結構造と支点反力との関係を検証し適正な連続化方法を提案した。

③　動的解析による免震装置の効果と安全性の検証

下部構造の耐震補強については、②でまとめた試設計の成果に対して設計マニュアル（案）に規定されたＬ－１、Ｌ－２入力に対する加速度応答スペクトルを用いて動的解析を行い、免震効果と安全

性の検証を行った。

単純桁の連続化の場合については、Ⅱ種地盤上の鋼鈑桁の7径間連続形式の構造を対象に、上記の下部構造の耐震補強の場合と同様な考え方で動的解析を行い、実施可能性に問題のないことを確認した。

④ 免震装置の施工法および構造細目の検討

供用中の橋梁の支承の免震装置への取替えおよび単純桁の連続化の施工法、手順をまとめるとともに構造細目の案を提示した。

4.4.2　既設橋梁の耐震性照査手法の整理と体系化

A）耐震補強

(1) 免震装置による耐震補強の基本方針

既設道路橋の耐震補強に免震設計を適用する目的は、積極的に地震による慣性力の低減を図ることにある。免震装置は次の三つの効果によって構造物への作用地震力を低減させることができる。

① 橋の長周期化による地震時慣性力の低減効果

② 免震装置の高い減衰能力による地震時慣性力の低減効果

③ 構造系の変更による地震時水平力の分散効果

なお、①に示した橋の長周期化による地震時慣性力の低減には支承変位量の増大を伴うため、支承寸法が大きくなったり、既設の伸縮継ぎ手・遊間等の変更を伴うことになるので、既設橋梁の耐震補強に対してはあまり有利ではないと考えられる。

(2) 免震装置による耐震補強の特性

免震装置による耐震補強対策工の特性を従来からある耐震補強対策工と比較して表－4.4.1に示す。

表－4.4.1　従来の耐震補強対策工と免震装置による耐震補強対策工との特性の比較

	従来の耐震補強対策工	免震装置による耐震補強対策工
原理	下部構造躯体や基礎の耐力増および周辺地盤の液状化などによる変状の発生防止を図る。	免震装置の採用により、上部構造から下部構造に作用する地震による慣性力の低減を図る。
効果の確実性	作用外力に対して必要な強度を確保しようとするものであるから、ある一定の効果は確保しうる。	構造系と地盤の固有周期との関連によって慣性力の低減効果が変化するので、適用性については検討を要する。 液状化などの周辺地盤の変状に対しては効果は期待し得ない。
施工性	下部構造躯体の補強については施工管理を入念に行う必要がある。 基礎の増強や液状化対策の実施は大規模にならざるを得ないため、桁下空間を考慮した施工法や仮設のための用地確保が必要となる。	支承部の取り替えが主な工事となるため、特に用地や施工上の制約を受けることは少ないと思われる。
周辺環境に与える影響	工事に伴う騒音・振動の発生に留意した施工計画を立案する必要がある。	比較的問題ないものと考えられる。
路面の車両走行に与える影響	施工法によっては、車線の切り廻しの必要性が生じることも考えられる。	場合によっては、桁端部の伸縮継手の取り替えも予想され、部分的な車線規制が必要となることもありえる。
経済性	施工法によっては大規模となるために、工費は一般にかさむ。	免震装置の主要部分となるゴム支承は維持管理が比較的容易であり、工費自体に耐震対策効果分が折り込まれることになり経済的である。

(3) 免震装置を用いた耐震補強の適用条件

免震装置を用いた耐震補強の目的は、橋梁上部構造および下部構造躯体に作用する地震による慣性力を低減することにあるため、被害が生じる原因が慣性力によるものと考えられるものに対して有効である。したがって、一般に次のような場合に免震設計の適用が検討されよう。

① 古い材料で施工された下部構造の補強

② ＲＣ橋脚の主鉄筋の段落し部の補強

③ 保有耐力の不足するＲＣ橋脚の補強

④ 鋼製橋脚の保有耐力確保を図る場合

⑤ パイルベント形式や杭およびケーソン基礎を有する比較的古い橋で、地盤の液状化以外の原因で、基礎あるいは基礎地盤の水平耐力が現行の示方書の規定では不足する場合

ただし、免震装置を用いた耐震補強の原理、および現在におけるわが国の免震橋の実績が少ないことを考慮すると、以下のような場合には免震装置を用いた耐震補強の適用は避けるべきである。

a．基礎周辺の土層が、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.7.4 土質定数を低減させる土層とその取扱い」に規定される土質定数を耐震設計上零にする土層に相当する場合。

b．下部構造がよくわからない材料や構造からなる場合などで、下部構造の耐力が正確に算定できない場合

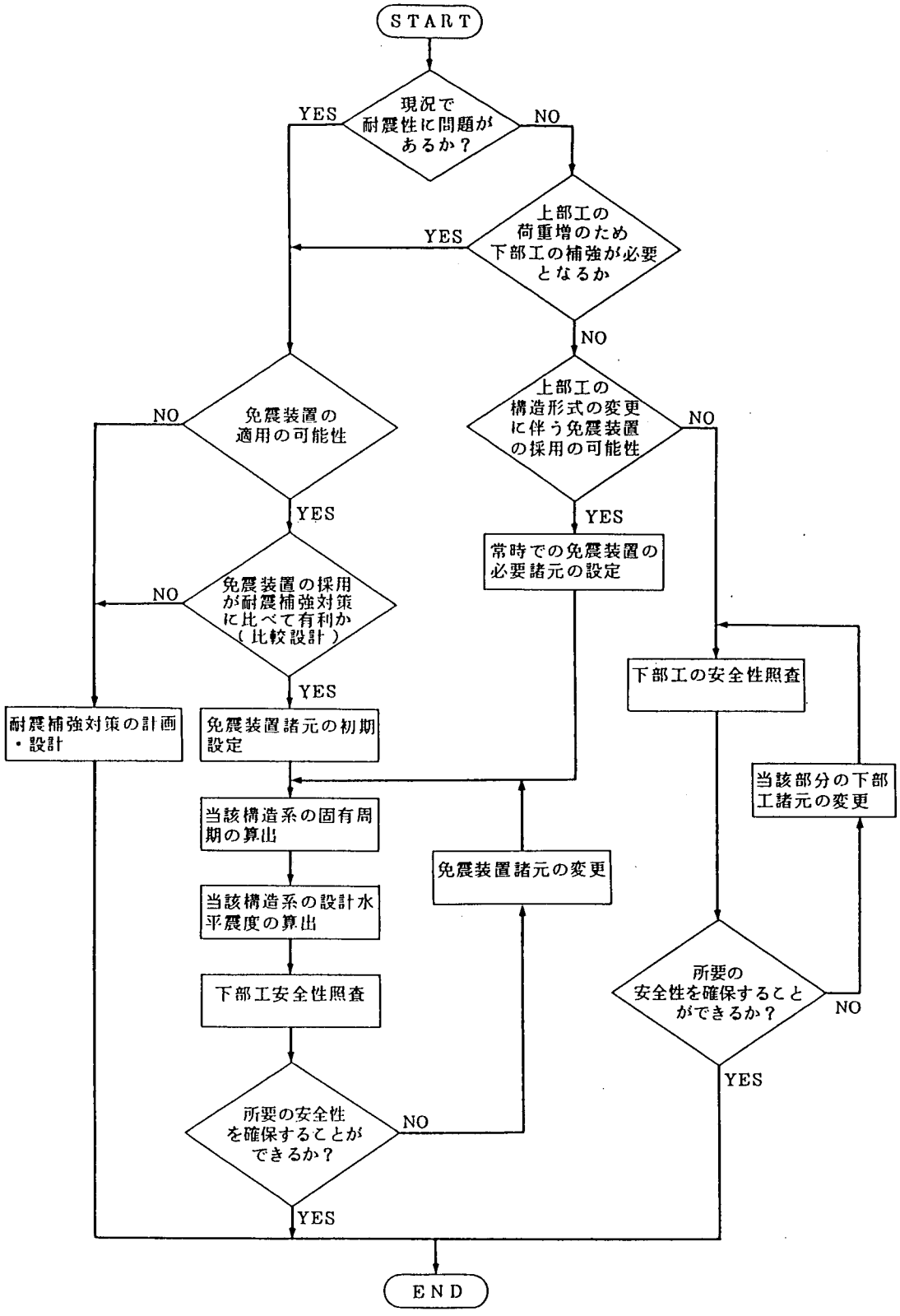
c．ＲＣ橋脚で、橋脚基部の曲げ破壊よりもせん断破壊が先行する場合、および主鉄筋の段落し部でせん断破壊を起こす可能性のある場合。

(4) 免震装置による耐震補強の設計フロー

既設道路橋の耐震補強に免震設計を適用するにあたっては、当該橋梁の現状での安全性を適切に評価した上で、その構造特性、地形・地質・地盤条件を考慮し、橋全体が所要の耐震安全性を保持しうるように十分配慮する必要がある。既設橋梁に免震装置を適用する場合の検討・照査の手順をまとめて図－4.4.1にフローチャートとして示す。免震装置を用いる場合の安全性の照査は、道路橋免震設計マニュアル（案）および道路橋示方書Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編の関連規定によるものとする。

(5) 免震装置を用いた耐震補強における構造細目

免震装置を用いた耐震補強における構造細目は、新設橋と同様に、原則として免震設計マニュアル（案）第7章「免震装置を用いる場合の構造細目」の規定によるべきである。しかし、既設道路橋に対して免震装置を用いた耐震補強を行う場合には、対象とする既設橋に固有の制約条件によって、同規定の全てを満足することが実際上困難な場合が考えられる。このような場合には、同規定の基本方針の趣旨に準じて構造各部の形態と機能について検討を行い、橋の耐震性が全体として向上するように図る必要がある。



図－4.4.1　既設橋梁に免震装置を適用する場合の検討・照査の手順

B）単純桁の連続化

(1) 免震装置による単純桁の連続化の基本方針

近年、伸縮装置に起因する交通振動、騒音の低減や走行性の向上、維持補修の改善などを目的として、既設の単純桁橋を連続構造形式に変更する工事が増加しつつある。いわゆるノージョイント化である。単純桁を相互に連結し連続構造にすると、桁端部の温度変化による伸縮量が増大するが、この影響を下部構造に及ぼさないようにするため、通常の場合、可動・固定の組合せからなる既設の鋼製支承に代えてゴム系の支承が用いられる。ゴム系の支承を用いると、地震時の上部構造慣性力の分散も可能となるが、下部構造の剛性に大きな差があると、分散される慣性力の比率に差が生じ、部分的に下部構造の設計地震力が当初のそれを上回る場合がある。また、ゴム系の支承は水平剛性が小さいため、地震時の変位が増大し、桁端部の遊間がそれに対応できなくなる場合も考えられる。このような問題を解決する手段として、減衰性能の大きい免震支承の適用が考えられる。すなわち、単純桁の連続化に免震装置（ゴム系の免震支承）を適用することの目的は以下の通りである。

① 免震装置の高い減衰性能による地震時慣性力の低減および地震時の変位の抑制

② 地震時慣性力の分散

③ 温度変化による上部構造の伸縮の吸収

なお、免震設計を適用することの目的の一つに、橋の長周期化による地震力の低減があるが、既設橋の連続構造化の場合は、一般に支承高さ（ゴム厚）に制約があり地震力の低減が期待できるほど充分に長周期化を図ることが難しい場合が多い。また、仮に支承高さに余裕があって充分な長周期化が可能であっても、長周期化によって支承の変位も増大するのであまり有利ではないと考えられる。

(2) 免震装置による単純桁の連続化の適用条件

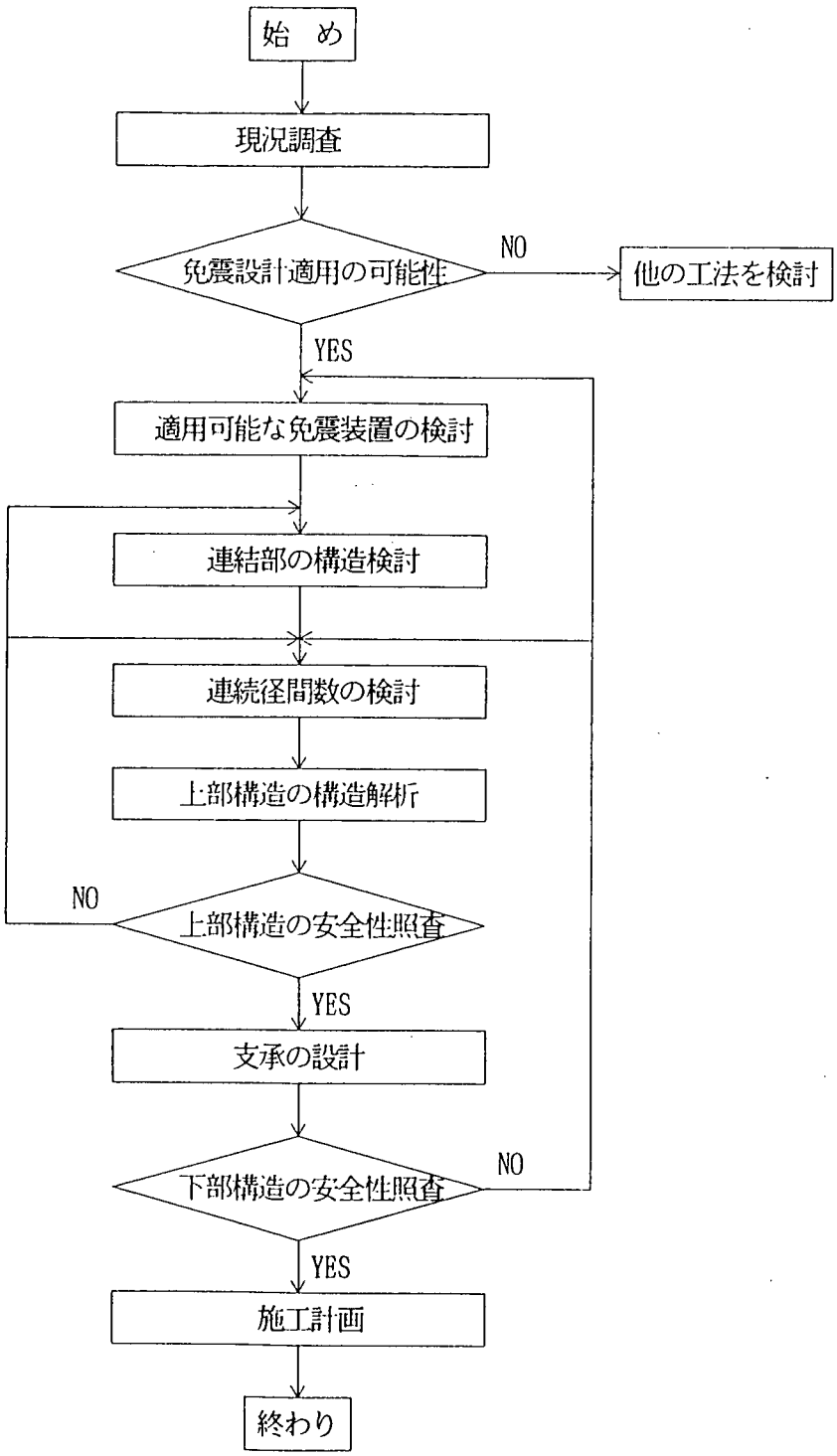
基本的には、新橋に免震設計を適用する場合と同様の検討が必要である（第 2章参照）。

(3) 免震装置による単純桁の連続化の設計フロー

既設の単純桁の連続化に免震装置を適用する場合の検討・照査の手順をまとめて図－4.4.2 に示す。免震装置を用いる場合の下部構造および免震装置の安全性の照査は、基本的に道路橋示方書Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編および道路橋免震設計マニュアル（案）の関連規定によるものとする。

(4) 単純桁の連続化における構造細目

単純桁の連続化における構造細目は、新設橋と同様、原則として道路橋免震設計マニュアル（案）第7章「免震装置を用いる場合の構造細目」の規定による。



図－4.4.2　単純げたの連続化における免震設計のフローチャート

4.4.3　適用可能性の補足検討

A）耐震補強

耐震補強対策としての免震装置の適用性について、前年度は免震装置による耐震補強の実施可能性を明らかにするために、以下のような事例について試算検討を行った。

・検討例A　ＲＣ橋脚の主鉄筋段落し部の耐震補強

・検討例A'　地震時保有水平耐力（曲げ耐力）のないＲＣ橋脚の耐震補強

・検討例B　橋脚基礎杭地盤の支持力不足に対する耐震補強

・検討例C　河床低下により支持力不足になったケーソン基礎の耐震補強

・検討例D　地盤の液状化により杭基礎の支持力が不足する場合の耐震補強

その結果、地盤の液状化により杭基礎の支持力が不足する場合には明らかに免震装置の適用は不可能であるが、その他の場合には免震装置の適用が可能であり、耐震補強工法の選定時に従来工法とともに比較検討の対象となり得ることを示した。

引き続き今年度は、適用可能性の補足検討として以下のような検討を行った。

①地盤条件の違いおよび免震装置の設計固有周期の違いが免震装置による耐震補強の効果あるいは適用性に与える影響の検討。

前年度の検討例Aで用いたＲＣ橋脚をモデルに、地盤条件を変えて設定した３種類のＲＣ橋脚・基礎モデルに対し、地盤種別による免震装置の耐震補強効果を比較検討した。さらに、Ⅰ種地盤については橋脚高さを約1/2にしたモデルを設定し、下部構造剛性の違いによる免震装置の耐震補強効果を比較した。

②免震設計マニュアル（案）に基づく耐震補強の試設計および免震装置による耐震補強の効果と安全性の動的解析による検証

まず、今年度の共同研究の研究成果として免震設計マニュアル（案）に採用される設計震度を用いて、橋脚基礎の耐震性が不足する検討例Ｅに対して免震装置を用いた耐震補強の試設計を行った。さらに次節で、この試設計結果を用いて応答スペクトル法による動的解析を行い、免震装置を用いた耐震補強の効果と安全性を検証する。

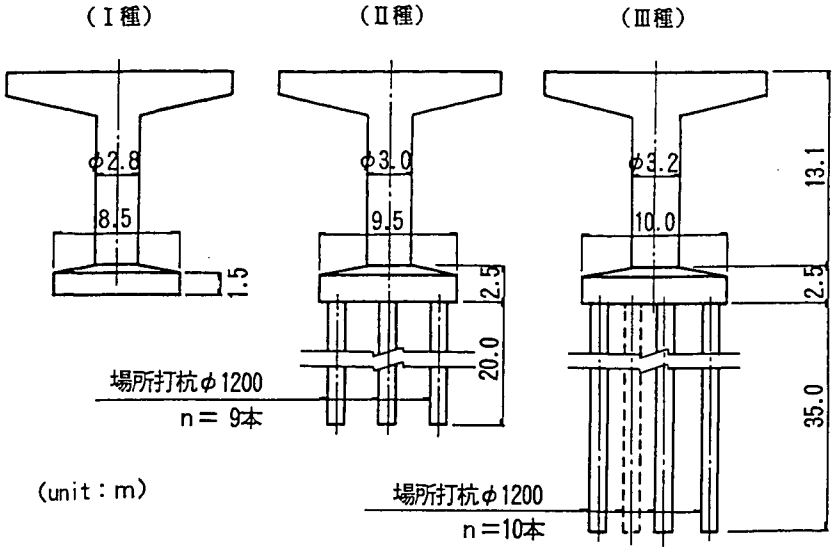
(1) 地震条件の違いが免震装置による耐震補強に与える影響の検討

i)　検討条件

前年度の検討例Aで用いたＲＣ橋脚をモデルに、表－4.4.2 に示す設計条件で、Ⅰ・Ⅱ・Ⅲ種の各地盤に対してＲＣ橋脚および基礎を設定した。設定した各地盤に対する下部構造モデルを図－4.4.3 に示す。

表－4.4.2 検討モデルの設計条件

上部構造	形　式	活荷重合成鋼単純桁（５主桁）	
	寸　法	径間　＝37.0 m	幅員　＝16.5 m
	重　量	595.1 tf	
地震の影響		地域　c_z ＝1.0	重要度　c_I ＝1.0
支承反力（１支承）		死荷重　＝59.5 tf	活荷重　＝41.2 tf



図－4.4.3　比較検討用下部構造・基礎モデル

ii）検討結果

まず、i)で設定したそれぞれの下部構造モデルに対し、支承部を固定と仮定して算出した下部構造により定まる固有周期T_0および設計水平震度k_{h0}を表－4.4.3 に示す。設計地震力（設計震度）によって橋脚断面および基礎構造を変えたために下部構造全体の剛性が各モデルでほぼ等しくなり、下部構造の固有周期T_0は各モデルでほとんど差がない結果となっている。

表－4.4.3　下部構造の固有周期T_0および設計水平震度k_{h0}

地盤種別	固有周期　T_0（sec）		設計震度　k_{h0}	
	震度法	保有耐力法	震度法	保有耐力法
Ⅰ種	0.64	0.82	0.20	0.70
Ⅱ種	0.73	0.86	0.25	0.85
Ⅲ種	0.68	0.79	0.30	1.00

次にそれぞれの下部構造モデルに対し、免震装置として鉛プラグ入りゴム支承を用いて、免震装置のエネルギー吸収性能により地震時慣性力を低減することを検討する。ここでは震度法レベルの耐震補強という観点から、震度法レベルで地震時慣性力を余裕をもって低減させるために、橋の減衰定数hを0.12程度以上とすることを目標とした。免震支承の設計は、免震設計マニュアル（案）の規定に基づき、それぞれのモデルに対して、保有耐力法レベルでの設定固有周期T_2をT_2＝1.2、1.4、1.6、1.8秒と変えて行った。

設計した免震支承の寸法と動的特性値（設計変位u_B、等価減衰定数h_B）および橋の動的特性値（固有周期T、上部工変位u、橋の減衰定数h、設計震度k_h、設計震度の低減率k_h/k_{h0}および支承のエネルギー分担率E_B）を、保有耐力法レベルについては表－4.4.4 に、また、震度法レベルについては表－4.4.5 にそれぞれ示す。

表－4.4.4 および表－4.4.5 に示した地盤種別、固有周期別の免震支承と橋の動的特性値を比較検討した結果をいくつかの項目に分けて以下に示す。

表－4.4.4　保有耐力法レベルでの免震支承と橋の動的特性値

地盤種別	支承寸法			支承特性値		橋の動的特性値					
	ax bx Σt (mm)	体積 (cm²)	鉛プラグ (mm)	u_B (cm)	h_B	T (sec)	u (cm)	h	k_h	k_h/k_{h0}	E_B
Ⅰ種	430x430x 60	11 090	1-φ90	14.54	0.113	1.20	25.12	0.087	0.70	1.00	0.58
	430x430x100	18 490	1-φ92	21.14	0.130	1.40	30.66	0.105	0.63	0.90	0.69
	400x400x130	20 800	1-φ91	24.93	0.155	1.61	32.64	0.130	0.51	0.73	0.76
	400x400x207	33 120	1-φ90	27.15	0.185	1.81	33.35	0.160	0.41	0.59	0.81
Ⅱ種	450x450x 77	15 590	1-φ104	15.65	0.152	1.22	25.03	0.123	0.68	0.80	0.62
	450x450x120	24 300	1-φ105	24.34	0.155	1.41	33.71	0.133	0.68	0.80	0.72
	450x450x162	32 810	1-φ104	32.92	0.152	1.58	32.92	0.135	0.68	0.80	0.78
	480x480x319	73 500	1-φ104	36.40	0.184	1.79	43.99	0.165	0.55	0.65	0.83
Ⅲ種	480x480x 96	22 120	1-φ114	20.21	0.155	1.21	29.04	0.132	0.80	0.80	0.70
	480x480x143	32 950	1-φ114	30.11	0.155	1.40	38.93	0.138	0.80	0.80	0.77
	480x480x220	50 690	1-φ113	37.62	0.172	1.62	45.34	0.156	0.70	0.70	0.83
	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

※　ゴムのせん断弾性係数 G_0 ＝10 kg/cm²

表－4.4.5　震度法レベルでの免震支承と橋の動的特性値

地盤種別	支承寸法		支承特性値		橋の動的特性値					
	ax bx Σt (mm)	鉛プラグ (mm)	u_B (cm)	h_B	T (sec)	u (cm)	h	k_h	k_h/k_{h0}	E_B
Ⅰ種	430x430x 60	1-φ90	0.68	0.243	0.72	2.31	0.107	0.18	0.90	0.29
	430x430x100	1-φ92	0.97	0.211	0.76	2.60	0.110	0.18	0.90	0.37
	400x400x130	1-φ91	1.51	0.230	0.84	3.14	0.137	0.18	0.90	0.48
	400x400x207	1-φ90	2.58	0.243	0.97	4.22	0.168	0.18	0.90	0.61
Ⅱ種	450x450x 77	1-φ104	0.83	0.214	0.72	2.95	0.123	0.23	0.92	0.28
	450x450x120	1-φ105	1.20	0.194	0.76	3.32	0.127	0.23	0.92	0.36
	450x450x168	1-φ104	1.73	0.212	0.82	3.85	0.144	0.23	0.92	0.45
	480x480x319	1-φ104	3.14	0.213	0.96	5.26	0.163	0.23	0.92	0.60
Ⅲ種	480x480x 96	1-φ114	0.95	0.189	0.67	2.98	0.124	0.27	0.90	0.32
	480x480x143	1-φ114	1.42	0.190	0.72	3.45	0.133	0.27	0.90	0.41
	480x480x220	1-φ113	2.35	0.208	0.81	4.37	0.155	0.27	0.90	0.54
	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－

①　免震装置；

・支承の底面積は、主に保有耐力法レベルにおける水平変位の照査により、設計地震力が大きくなるほど大きくする必要がある。したがって、地盤種別がⅠ種からⅢ種になり、設計震度が大きくなるほど免震支承の底面積は大きくなっている。また、Ⅰ種地盤で固有周期が短い場合には、橋の減衰が小さくて設計地震力が大きくなったので、支承寸法を大きくする必要があった。

・支承高さを高くして固有周期を長くするほど、保有耐力法レベルにおける局部せん断ひずみの照査がきつくなる傾向にあり、Ⅱ種地盤の T_2＝1.8秒では、支承の平面寸法を大きくして対処する必要

があった。また、Ⅲ種地盤のT_2＝1.8秒では、結局、免震支承の設定ができなかった。

・支承体積は固有周期を長くするほど大きくなるが、Ⅰ種、Ⅱ種地盤でT_2＝1.6秒、Ⅲ種地盤でT_2＝1.4秒を超えると急増する。

・本例の反力クラスのすべり支承のサイズは770x410x160程度である。免震支承の大きさは、支承部の取り合いおよび取り替え方法に支障をきたす程大きくはない。

② 支承の設計変位；

・固有周期が長いほど、地盤条件が悪いほど支承の設計変位は大きくなる。震度法レベル地震時の支承の設計変位は、Ⅰ種、Ⅱ種地盤でT_2＝1.6秒、Ⅲ種地盤でT_2＝1.4秒までは温度変化による桁伸縮量（1.3cm）とほぼ同じ程度の値であるが、それ以上の設定固有周期では急増する傾向にある。

③ 橋の減衰定数；

・支承のエネルギー分担率E_Bは、支承と下部構造の剛性比により下式で算定される。

$$E_B = \frac{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2}{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \cdot \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_F \theta_i}\right)}$$

ただし、式中の記号は免震設計マニュアル（案）「3.6 橋の減衰定数の算出方法」を参照。

したがって、支承剛性が下部構造剛性と比べて相対的に小さくなる場合に支承のエネルギー分担率E_Bは大きくなる。

・支承の減衰定数の大きさにもよるが、一般に、支承のエネルギー分担率E_Bが大きいほど支承の高い減衰性能が有効に生かせるので橋の減衰定数は高くなる。したがって、設定固有周期の長い方、あるいはⅠ種、Ⅱ種地盤よりⅢ種地盤の方で橋の減衰定数は大きくなっている。

④ 設計震度；

・免震橋の場合、橋の減衰定数hの大きさによって、免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数c_Eにより、震度法レベルで1割、保有耐力法レベルでは1～3割の設計地震力を低減することができる。ただし、橋の減衰定数hをいたずらに大きくしても（保有耐力法レベルでは0.15以上、震度法レベルで0.10以上）、設計震度の低減効果は増加しない。なお、動的解析に用いる減衰の補正係数c_Dにおいても、スペクトルの低減効果は$h \geqq 0.15$ではほとんど増加しない。

・保有耐力法レベルのⅠ種地盤のT_2＝1.6秒、1.8秒およびⅡ種地盤のT_2＝1.8秒の場合には、長周期化により設計震度がさらに低減されている。

⑤ 固有周期の設定；

・橋の減衰定数を大きくし設計震度を低減させるためには、支承がある程度変形する必要があり、ある程度長めの固有周期を設定する必要がある。しかし、設定固有周期を長くしすぎると、支承の設計変位が大きくなり支承の寸法も大きくなって不利である。また、減衰定数は、ある程度を超えるとそれ以上の増加の効果は少なくなる。したがって、橋全体の免震の効果と免震装置採用による不都合を考慮して適当な固有周期を設定する必要がある。

・本モデルの場合、Ⅰ種・Ⅱ種地盤でT_2＝1.6秒程度、Ⅲ種地盤でT_2＝1.8秒程度が適当であると考えられる。これは、先に示した下部構造の固有周期T_0の約２倍程度に相当するが、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤の順に短くなる傾向にあるようである。

以上により、Ⅲ種地盤にも免震装置が適用できるが、地盤条件がⅡ種地盤、Ⅰ種地盤と良くなるほどコンパクトな免震支承が設計可能であること、免震橋の固有周期は支承部を固定と仮定した場合の固有周期の約２倍程度が適当であることがわかった。

iii) 下部構造剛性の違いが免震装置を用いた耐震補強に与える影響の検討

ii)で検討に用いたモデルは橋脚が比較的スレンダーで下部構造剛性が比較的小さいと考えられるので、Ⅰ種地盤において橋脚高さが低く（H＝7.1m）、下部構造剛性が先のモデルより大きい場合について追加して検討する。このモデルの下部構造の固有周期T_0は、震度法レベルでT_0＝0.30秒、保有耐力法レベルでT_0＝0.38秒であり、H＝13.1mの場合の約1/2である。設計水平震度k_{h0}は同じである。

ii)と同様にして設計した免震支承の動的特性値と橋の動的特性値を、表－4.4.6 に示す。H＝7.1mの場合には基本固有周期T_0の２倍が約0.8秒となるので、T_2＝0.8秒、1.0秒の場合についても検討したが、T_2＝1.8秒については設計を行わなかった。表－4.4.6 より、以下のことが言える。

① 下部構造剛性の大きい方が免震支承のエネルギー分担率E_Bが大きくなるため、橋の減衰定数hも大きくなる。したがって、同程度の減衰を期待する場合には、よりコンパクトなサイズの免震支承が設計可能となる。

表－4.4.6　下部構造剛性の違う場合の橋の動的特性の比較

	橋脚高さ	支承寸法			支承特性値		橋の動的特性値					
	(m)	ax bx Σt (mm)	体積 (cm^2)	鉛プラグ (mm)	u_B (cm)	h_B	T (sec)	u (cm)	h	k_h	k_h/k_{h0}	E_B
保有耐力法レベル	13.1	430x430x 60	11 090	1-φ90	14.54	0.113	1.20	25.12	0.087	0.70	1.00	0.58
		430x430x100	18 490	1-φ92	21.14	0.130	1.40	30.66	0.105	0.63	0.90	0.69
		400x400x130	20 800	1-φ91	24.93	0.155	1.61	32.64	0.130	0.51	0.73	0.76
		400x400x207	33 120	1-φ90	27.15	0.185	1.81	33.35	0.160	0.41	0.59	0.82
	7.1	480x480x 55	12 670	4-φ46	7.16	0.145	0.81	9.09	0.125	0.56	0.80	0.79
		430x430x 70	12 940	1-φ93	12.47	0.148	1.02	14.40	0.135	0.56	0.80	0.87
		400x400x 90	14 400	1-φ93	16.09	0.167	1.21	17.78	0.156	0.49	0.70	0.91
		400x400x120	19 200	1-φ91	21.61	0.161	1.38	23.31	0.153	0.49	0.70	0.93
		400x400x171	27 360	1-φ90	26.81	0.170	1.59	28.36	0.164	0.45	0.64	0.95
震度法レベル	13.1	430x430x 60	11 090	1-φ90	0.68	0.243	0.72	2.31	0.107	0.18	0.90	0.29
		430x430x100	18 490	1-φ92	0.97	0.211	0.76	2.60	0.110	0.18	0.90	0.37
		400x400x130	20 800	1-φ91	1.51	0.230	0.84	3.14	0.137	0.18	0.90	0.48
		400x400x207	33 120	1-φ90	2.58	0.243	0.97	4.22	0.168	0.18	0.90	0.61
	7.1	480x480x 55	12 670	4-φ46	0.45	0.211	0.43	0.82	0.139	0.18	0.90	0.55
		430x430x 70	12 940	1-φ93	0.62	0.190	0.47	1.00	0.138	0.18	0.90	0.63
		400x400x 90	14 400	1-φ93	0.89	0.192	0.53	1.26	0.150	0.18	0.90	0.71
		400x400x120	19 200	1-φ91	1.39	0.230	0.63	1.77	0.192	0.18	0.90	0.79
		400x400x171	27 360	1-φ90	2.15	0.244	0.75	2.52	0.216	0.18	0.90	0.85

② H＝7.1mの場合、常時の局部せん断ひずみの照査によりT_2＝1.0秒以下で支承寸法が大きくなった。

③ H＝7.1mの場合、T_2＝1.2秒程度が設定固有周期として適当であると考えられる。これは、支承部を固定と仮定した場合の固有周期の2.5～3倍となっており、H＝13.1mの場合より大きくなっている。

(2) 免震設計マニュアル（案）による基礎に対する耐震補強の試設計

今年度の共研の成果として免震設計マニュアル（案）に採用される設計震度を用いて、橋脚基礎の耐震性が不足する橋梁に対し、免震装置を用いた耐震補強の試設計を行った。さらに次節で、このモデルにより応答スペクトル法による動的解析を行い、免震装置を用いた耐震補強の効果と安全性を追加検証する。

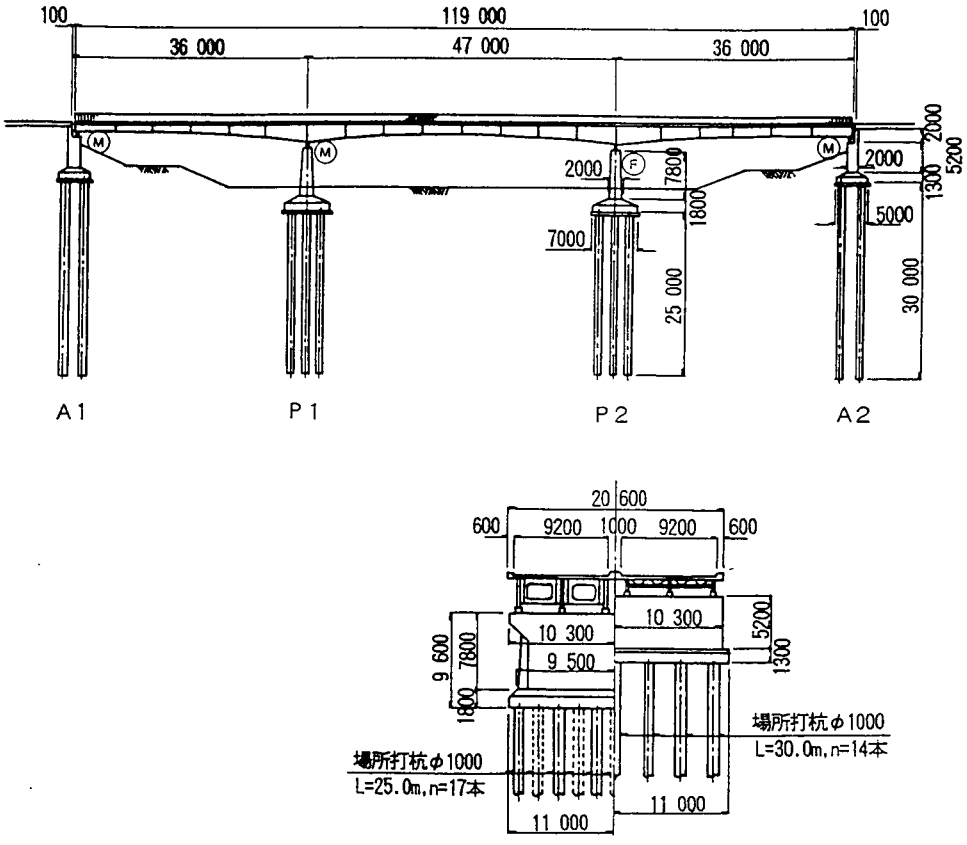
i) 試設計概要

試設計対象橋（E橋）は、図－4.4.4 に示すように、橋長119mの３径間連続活荷重合成鋼桁橋であり、下部構造はφ1000の場所打杭基礎に支えられた小判形断面ＲＣ壁式橋脚である。

E橋の耐震性を照査した結果、固定橋脚の基礎杭本体の地震時耐力が安全率S＝0.62＜1.0と不足している。そこで、免震支承として鉛プラグ入りゴム支承を用い、以下の効果により固定橋脚への作用地震力を低減させ、耐震補強するものとした。

① 免震支承の高い減衰性能により、橋全体の減衰定数hをh≧0.10とし、設計震度を１割低減させる。

② 多点弾性固定による地震時水平力の分散により、固定橋脚が全て支持していた上部構造の慣性力をその４割に低減する（残り４割を可動橋脚、２割を両橋台に分散させる）。



図－4.4.4 E橋一般構造図

ii) 耐震性の照査結果

免震設計による耐震補強の前・後における基礎への作用力の算定結果を表－4.4.7 に示す。免震設計による補強前の固定橋脚では、基礎への作用水平力の61％、モーメントの82％が上部構造の慣性力によるものであり、橋脚に対する免震設計の効果が大きいことが推察される。一方、橋台では、上部構造の慣性力が基礎への作用力に占める割合は、水平力で約2％、モーメントで約5％に過ぎず、橋台の耐震補強に対しては免震設計の効果が小さいことが推定される。

免震設計による耐震補強により、固定橋脚では、基礎への作用力が水平力で58％、モーメントで46％に減少した。一方、可動橋脚では、基礎への作用力が水平力で131％、モーメントで186％に増加し、橋台でも、水平力で103％、モーメントで112％と増加している。ただし、本検討例では、可動橋脚と固定橋脚は同一の構造であるので、可動橋脚の耐力に問題はない。したがって以下では、補強後は単に橋脚とのみ示した。

つぎに、杭基礎地盤の支持力の照査結果を表－4.4.8 に示す。補強前の耐震性の照査結果によれば、杭基礎地盤の支持力は許容値以内である。補強後は、固定橋脚では作用力が大きく減少し、杭の引き抜きは見られなくなった。一方、橋台では作用力が増加しているが、杭基礎地盤の支持力は許容値以内である。

最後に、杭体応力度の照査結果を表－4.4.9 に示す。補強前では、固定橋脚において、鉄筋応力度が許容値を超えており、安全率Sは、S＝2700／4328＝0.62＜1.0である。橋台の基礎杭には問題はない。

表－4.4.7　免震設計による耐震補強前・後の基礎への作用力

		補強前			補強後		
		鉛直力 W (tf)	水平力 H (tf)	モーメント M (tf·m)	鉛直力 W (tf)	水平力 H (tf)	モーメント M (tf·m)
固定橋脚	上部構造	812.0	520.5	4996.8	812.0	474.4	2744.6
	躯体	1264.2	316.2	1058.4	1264.2		
	上載土	290.4	0.0	0.0	290.4	0.0	0.0
	動水圧	0.0	19.8	64.0	0.0	19.8	64.0
	合計	2366.6	856.5	6119.5	2366.6	494.2	2808.6
可動橋脚	上部構造	812.0	40.6	389.8	812.0	474.4	2744.6
	躯体	1264.2	316.2	1058.4	1264.2		
	上載土	290.4	0.0	0.0	290.4	0.0	0.0
	動水圧	0.0	19.8	64.0	0.0	19.8	64.0
	合計	2366.6	376.6	1512.5	2366.6	494.2	2808.6
橋台	上部構造	229.0	11.5	74.8	229.0	272.1	978.9
	躯体	940.5	235.2	708.3	940.5		
	上載土	491.9	86.3	422.9	491.9	86.3	422.9
	土圧	161.7	512.6	1452.2	161.7	512.6	1452.2
	鉛直回り	0.0	0.0	-1073.2	0.0	0.0	-1073.2
	合計	1823.1	845.6	1585.0	1823.1	871.0	1780.8

表－4.4.8　免震設計による耐震補強前・後の杭基礎地盤の支持力の照査結果

		単位	補強前			補強後	
			固定橋脚	可動橋脚	橋台	橋脚	橋台
フーチング下面作用力	モーメント M	tf·m	6127.4	1512.5	1585.0	2808.8	1780.8
	鉛直力 N	tf	2366.6	2366.6	1823.1	2366.8	1823.1
	水平力 H	tf	856.5	376.6	845.6	494.2	871.0
杭本数		本	17	17	12	17	12
杭反力	最大軸力 P_{max}	tf	367.1	205.0	231.6	249.5	239.9
	最小軸力 P_{min}	tf	-88.7	-73.4	28.8	28.9	20.5
杭頭変位	δ	cm	0.9	0.4	0.6	0.5	0.6
許容押し込み支持力	P_a	tf	480	480	518	480	518
許容引き抜き力	P_{ta}	tf	-311	-311	-351	-311	-351
許容杭頭変位	δ_a	cm	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

表－4.4.9　免震設計による耐震補強前・後の基礎杭の応力度算定結果

			補強前				補強後			
			橋脚（固定）		橋台		橋脚		橋台	
断面力	軸力 P_0	tf	367.1	-88.7	231.6	28.8	249.5	28.9	239.9	20.5
	水平力 H_0	tf	50.4		60.4		29.1		62.2	
	モーメント M_0	tf·m	64.2		59.6		37.1		61.3	
杭半径		cm	50.0		50.0		50.0		50.0	
鉄筋半径		cm	35.0		35.0		35.0		35.0	
鉄筋量		cm^2	85.2（22－D22）		85.2（22－D22）		85.2（22－D22）		85.2（22－D22）	
応力度	コンクリート σ_c	kg/cm^2	98	114	87	103	70	64	90	107
	鉄筋 σ_s	kg/cm^2	27	4328	406	2445	全面圧縮	1375	409	2638
許容応力度	コンクリート σ_{ca}	kg/cm^2	120		120		120		120	
	鉄筋 σ_{sa}	kg/cm^2	2700		2700		2700		2700	

免震装置による補強によって、橋脚基礎杭への作用力が減少したことにより、杭の鉄筋応力度は許容値以下となった。このとき、安全率Sは、S＝2700／1446＝1.87＞1.0である。一方、橋台の基礎杭への作用力は増加したが、鉄筋応力度は許容値以下であり、問題はない。

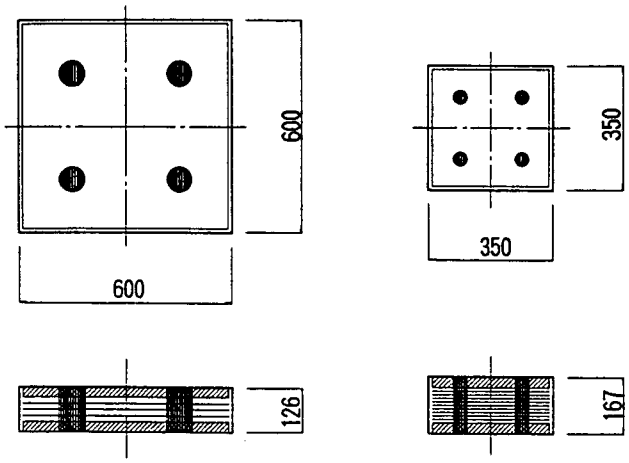
iii）免震支承の諸元

ii)で示した免震装置による耐震補強では、免震装置として鉛プラグ入りゴム支承を採用している。ii)で設計した鉛プラグ入りゴム支承の形状寸法と特性を表－4.4.10および図－4.4.4に示す。

なお、このモデルの支承部を固定と仮定した場合の下部構造の固有周期T0は、震度法レベルでT0＝0.39秒、保有耐力法レベルでT0＝0.40秒である。免震橋の固有周期は、下部構造の固有周期T0の震度法レベルで1.3倍、保有耐力法レベルで2.5倍となっている。

表－4.4.10　免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の形状と特性

	単　位	橋　脚	橋　台
平面形状　A×B	cm	60.0×60.0	35.0×35.0
鉛プラグ　$n_P \times D_P$	cm	4 ×φ7.5	4 ×φ4.0
ゴム厚さ　$n_E \times t_E = \Sigma t_E$	cm	4×1.4 =5.6	10×0.8 =8.0
支承本体高さ　H	cm	12.6	16.7
ゴムのせん断弾性係数　G_0	kg/cm²	10.0	10.0



《 橋　脚 》　　《 橋　台 》

	単位	保有耐力法レベル		震度法レベル	
		橋　脚	橋　台	橋　脚	橋　台
上部構造変位　u	cm	14.70		1.46	
橋の固有周期　T	sec	0.994		0.504	
橋の減衰定数　h		0.158		0.231	
設計水平震度　k_H		0.60		0.23	
設計変位　u_B	cm	13.12	14.45	0.89	1.37
等価剛性　K_B	tf/m	3750.	917.	20733.	4027.
等価減衰定数　h_B		0.156	0.164	0.259	0.270
地震時水平力　F	tf	491.9	132.5	184.9	55.0
水平力の分担比	%	39.4	10.6	38.6	11.4

図－4.4.5　免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の形状と特性

B）単純桁の連続化

ここでは、免震装置を用いた単純桁の連続化の実施可能性を明らかにするために、連続化の実施における留意点を示すとともに、一般的な事例における試算検討を行った。

(1) 連続化の実施における留意点

Ⅰ）現況調査

支承部および連結部の構造を検討する上で、支承および支承部周辺の橋の構造を充分に把握しておくことが重要である。表－4.4.11は、現況調査における一般的な調査項目を示したものである。

表－4.4.11　現況調査項目

部　位	調査項目
上部構造	橋　面―舗装厚、床板厚、伸縮装置の構造 け　た―主げた間隔、主げた本数、主げたの断面形状、主げたの縁端距離、けたの遊間、横げたの構造、ソールプレートの形状、発錆状況
下部構造	橋座幅、無収縮モルタルの幅および厚さ、アンカーボルト配置 橋座周辺の健全度
支　承	形式、形状、アンカーボルトの径および材質、アンカーボルトの健全度

Ⅱ）適用可能な免震装置

既設橋梁の連続化や耐震補強に免震装置を適用する際、一般に既設の支承を免震装置に取り替える作業を伴うため、新たに設置される免震装置の構造に多くの制約条件が加えられる。また一般の場合、橋の構造系や上部構造の支持条件もかわるので、既設支承とは異なる機能や性能が要求される。表－4.4.12は、免震装置を適用する際の一般的な適用条件と免震装置に求められる構造特性および機能の関係を示したものだが、免震装置の選定に際しては、それぞれの使用条件に応じて総合的に検討する必要がある。

Ⅲ）連結部の構造

連結部の構造として、一般的に図－4.4.6 に示す3 種の形式が考えられる。

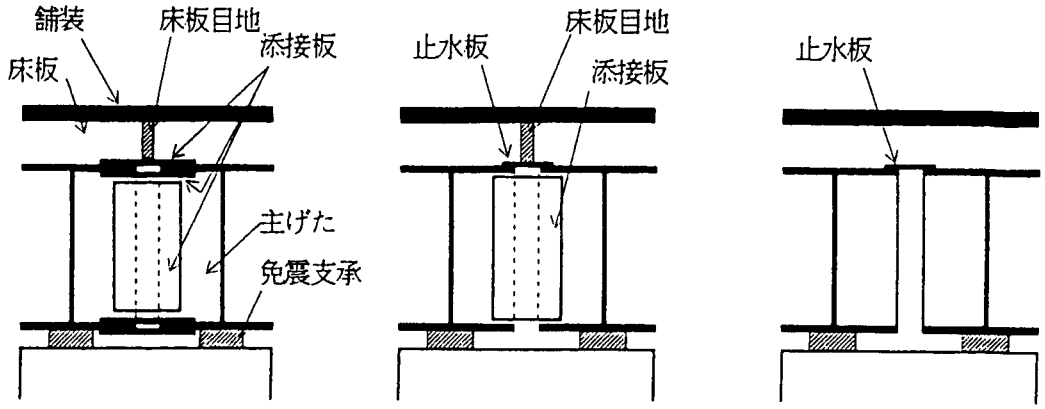
剛結構造とは、主げたの全強連結を行う構造である。床板の連結構造には、図のように目地材を挟んで前後を分離する構造と補強鉄筋を挿入して完全に連結する構造がある。部分連結構造とは、主げたの腹板のみ添接し、連結部に主げた剛性の1/5 から1/10程度の剛性を与える構造である。部分連結構造にも床板に目地材を挿入する構造と完全に連結する構造がある。床板連結構造は、補強鉄筋を挿入して床板を完全に連結する構造で、この場合は一般的にけたの連結は行わない。

単純げたを連結して連続構造にすると、活荷重によるけたの断面力および支点反力が単純げたの場合の

それと異なることが考えられる。また、連続構造の断面力および支点反力は、連結部のけたの剛性や支承のばね定数によっても変化する。したがって、連結部の構造を選定する際には、構造解析により主構造の安全性を確認しておくことが必要である。

表－4.4.12　既設橋梁に適用される免震装置の構造特性、機能

免震支承の適用に伴う一般的な適用条件		免震装置に求められる構造特性、機能
支承部周辺の制約条件	支承周辺の利用空間が限定される	・構造寸法の自由度が高い ・構造が小型でコンパクトである（ダンパーとアイソレーターが一体となった構造が好ましい）
	上下部構造との連結構造が制約される	・上部構造とはボルト等で容易に連結できる ・既設のアンカーボルトを利用して橋脚と容易に連結できる
	端部の遊間が小さい	・高い減衰性能を有する（地震時の変位を小さくできる）
橋の構造系・支承の支持条件の変化	橋脚に作用する地震時慣性力が大きくなる	・地震時慣性力の均等分散が可能である ・高い減衰性能を有する
	活荷重による支承反力の変動が予想される	・支承の鉛直ばね定数に自由度がある ・反力変動に対して特性が安定している
	温度変化による支承変位が大きくなる	・変形性能が大きい（ゴム系の免震装置の場合、ゴム厚を厚くすることができる） ・長周期荷重に対する抵抗力が小さい
施工性	施工のための利用空間が限定される	・軽量かつコンパクトで、取扱いが容易である
	交通規制が限定される	・早期施工が容易である
メンテナンス		・取換えが容易である



（a）剛結構造　　（b）部分連結構造　　（c）床板連結構造

図－4.4.6　連結構造

Ⅳ）連続径間数

連続径間数を設定する際、考慮しなければならない事項は以下の通りである。

①　温度変化によるけたの伸縮量

温度変化によるけた端部の伸縮量が増大するため、連続径間数（連結されるけたの総延長）は、既設のけた遊間および許容される支承のゴム厚（変位の1.43倍以上）により制約される。

②　けたの伸縮に伴う下部構造の水平力

けた長の増大に伴い下部構造に作用する水平力も増大し、当初の設計で考慮した常時の水平力を上回る可能性もあるので注意を要する。

(2) 連続化の試設計

図－4.4.7 に示す橋梁をモデルケースに、連続化の試算検討を行った。

Ⅰ）既設橋の概要

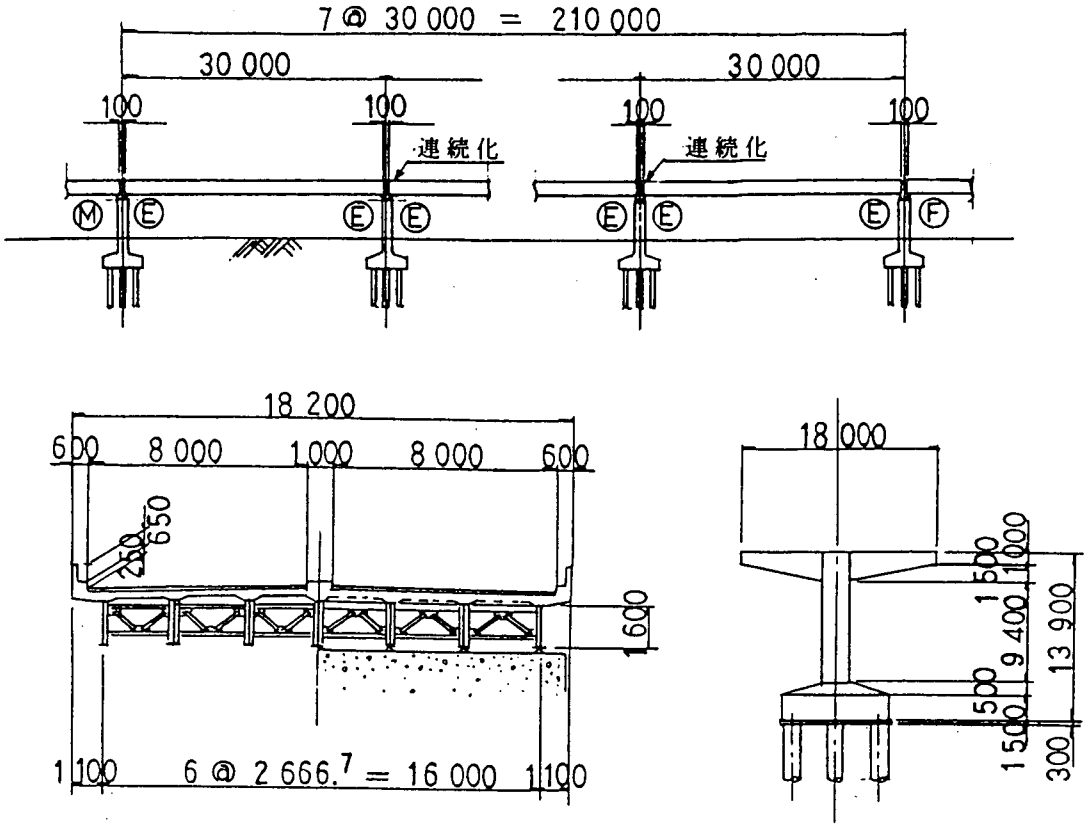
①　橋梁形式

単純鋼合成げた橋（図－4.4.6 参照）

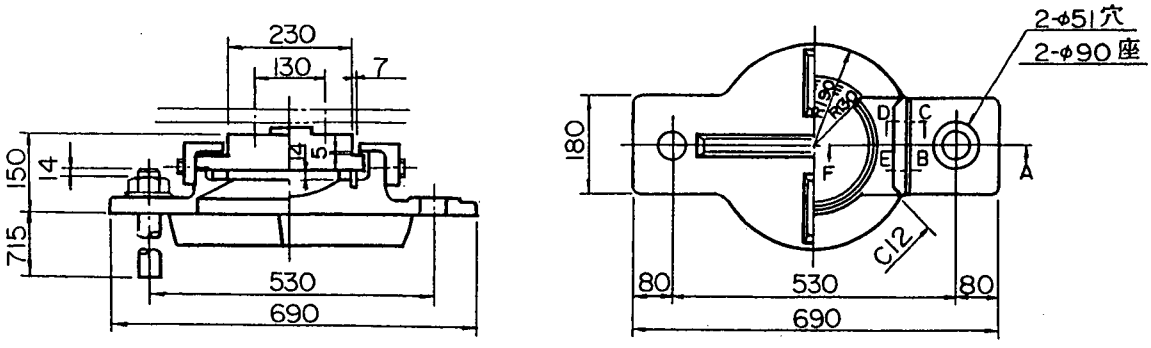
②　支承の設計反力

表－4.4.13　既設橋支承の設計反力

	外げた	中げた
死荷重反力	54.0 tf	38.7 tf
活荷重反力	26.2 tf	31.2 tf
合　計	80.2 tf	69.9 tf
上部構造重量	605.8 tf	



図－4.4.7　　橋梁一般構造図（モデルケース）



図－4.4.8　　既設支承

③ 温度変化によるけたの伸縮量

伸縮けた長1m 当たりの温度変化によるけたの伸縮量は、以下の通りである。

$$\delta_t = \alpha \cdot t = 1.2\times10^{-5}\times 30 \times 10^3 = \pm 0.36 \ (mm)$$

ここに、

δ_t ： 伸縮けた長1m 当たりの温度変化によるけたの伸縮量（mm）

α ： 鋼げたの線膨張係数 （$= 1.2\times10^{-5}$）

t ： 温度変化 （$=\pm$ 30 ℃）

④ けたの回転角による支承の水平変位

けたの回転角による支承の水平変位は、以下の通りである。

$$\delta_R = \frac{2}{3} \times H_w \times \theta = \frac{2}{3} \times 1600 \times \frac{1}{150} = 7.1 \ (mm)$$

ここに、

δ_R ： けたの回転角による支承の水平変位 （mm）

H_w ： 腹板高さ （=16000 mm）

θ ： けたの回転角 （=1/150）

⑤ 設計水平震度（震度法）

$k_h = 0.25$

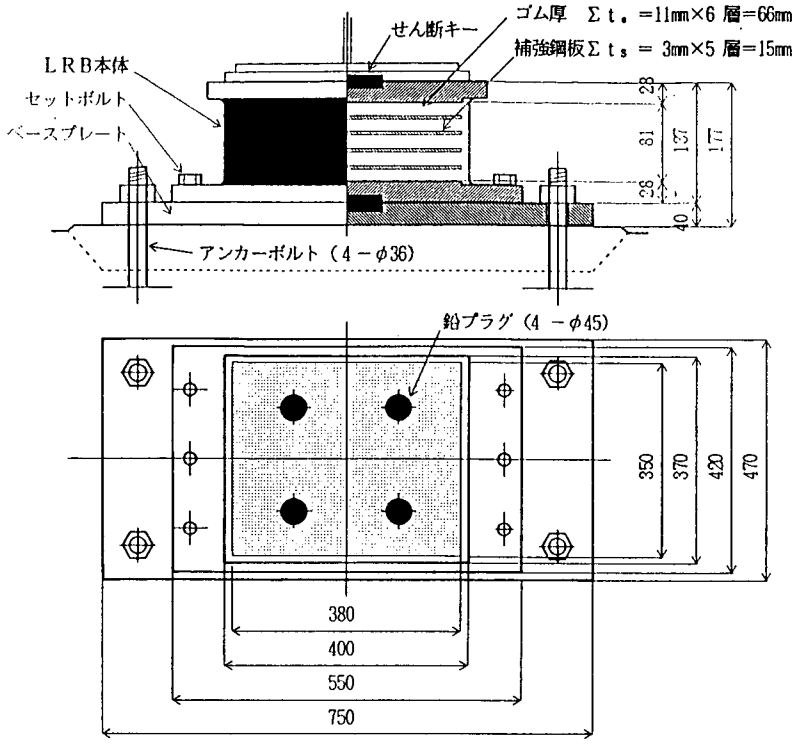
地域区分 A区分

地盤種別 II 種

重要度 1 級

II）免震支承の構造

既設の支承には、図―4.4.8 に示すような日本道路協会の標準型の高力黄銅支承板支承（ＢＰ・Ａ支承）が使用されている。支承の高さは 150mmだが橋脚天端との間に高さ調整のための無収縮モルタルが30mmあり、免震支承の高さとして 180mmまで許される。図―4.4.9 は想定される免震支承の構造である。免震支承としては、ＬＲＢを考慮した。ゴム本体の平面外寸法は□ 350×400mm （設計寸法―内部鋼板寸法は□ 330×380mm)、支承全高は 173mmである。支承の全高から鋼板の全厚を差し引いたゴムの純全厚は 65mmである。アンカーボルトとして、既設のそれを使用することも考えられるが、本ケースでは、既設のアンカーボルトが支承の回転軸線上に左右２本しかなく、このままでは免震支承の変形時にベースプレートが反り上がる可能性があること、可動支承のアンカーボルトが細く地震時の水平力に耐えられなくなる可能性があること等の理由から、アンカーボルトは新たに設置する工法とした。



図－4.4.9　　免震支承（ＬＲＢ）の構造図

表－4.4.14　免震支承の形状・特性

	記　号	単　位	設計値
平面寸法	A×B	mm	□ 370 × 400
設計寸法	a×b	mm	□ 350 × 380
ゴム厚	Σ t。	mm	11mm×6 層=66
ゴム支圧面積	A_R	cm^2	1266
鉛プラグ断面積	A_P	cm^2	63.6
ゴムのせん断弾性係数	G	kgf/cm^2	10.0
形状係数	S		7.88
圧縮剛性	K_V	tf/mm	79.0
水平剛性（ゴムのみ）	K_H	tf/m	191.8

Ⅲ）可能連続径間数

温度変化によるけたの伸縮量から決められる連続径間数は以下の通りである。

ゴム厚から許される支承変位　$\delta_a = \Sigma t_e \times 0.7 = 65 \times 0.7 = 45.5$ mm

温度変化による変位の許容値　$\delta_{ta} = \delta_a - \delta_R = 45.5 - 7.1 = 38.4$ mm

ここに、　δ_R ：　けたの回転角による変位（＝7.1mm）

可能な伸縮けた長　$$\ell = \frac{\delta_{ta}}{\delta_t} = \frac{38.4}{0.36} = 106.7(m)$$

連続径間数　$$n = \frac{2 \times \ell}{L} = \frac{2 \times 106.7}{30.0} = 7.1 \longrightarrow 7径間$$

ここに、　δ_t ：　けた１ｍ当たりの温度伸縮量（＝ 0.36mm）

L　：　スパン長（＝ 30.0m）

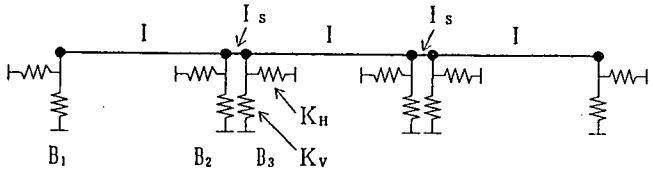
７径間連続とした場合の支承変位

$$\delta = \frac{7 \times 30.0}{2} \times 0.36 + 7.1 = 45 \text{ mm}$$

けた端部の遊間は 100mmあるので、45mmの変位に充分対応できる。したがって、本橋の可能連続径間数は７径間である。以下に７径間連続とした場合の検討を行なう。

Ⅳ）連結部の構造

図－4.4.6 に示す３種の連結構造が支承の反力がどのような影響を与えるかを検討するために、３径間連続構造に図－4.4.10に示す条件を与えて活荷重（ＴＬ－20）に対する上部構造の構造解析を行なった。



		単位	(a) 剛　結	(b) 部分連結	(c) 床板連結
主げたの断面二次モーメント	I	m⁴	0.110	同　左	同　左
連結部の断面二次モーメント	Is	m⁴	0.110	0.011	0.003
支承の鉛直剛性	KV	tf/m	342 ×10³	同　左	同　左
支承の水平剛性	KH	tf/m	1.265	同　左	同　左
備　考			けた、床板とも全強連結	床板およびけた腹板連結	床板のみ連結

注）1. 断面二次モーメントおよび支承剛性は全て全橋断面の値である。

2. 断面二次モーメントは全て鋼部材換算した値である。

図－4.4.10　連結構造の構造解析条件

構造解析より得られた支承反力を表－4.4.15に示す。

構造解析より得られた支承反力を表－4.4.15に示す。

表－4.4.15　連結後の支承反力および水平変位

(tf)

	死荷重反力	着目支点	(a) 剛結		(b) 部分連結		(c) 床板連結	
			R_1	ΣR	R_1	ΣR	R_1	ΣR
外げた	54.0	B_1	21.6	75.6	21.9	75.9	22.3	76.3
		B_2	40.5	94.5	38.6	92.6	35.8	89.8
		B_3	31.8	85.8	32.4	86.4	32.5	86.5
中げた	38.7	B_1	28.6	67.3	29.1	67.8	29.7	68.4
		B_2	53.7	92.4	51.3	90.0	47.5	86.2
		B_3	42.2	80.9	43.0	81.7	43.1	81.8
支承水平反力		B_1	0.20		0.21		0.23	
		B_2	0.13		0.16		0.20	
		B_3	0.12		0.13		0.17	

構造解析結果を纏めると以下のようになる。

① 連結部の剛性が鉛直反力に与える影響は、B_2 支点で僅かに見られるが、他の支点では極めて小さい。

② 最大鉛直反力は、いずれのケースの場合にも B_2 支点に発生する。

③ B_2 支点の反力は、連結部の剛性が大きいほど大きい。

B_2 支点で見ると、単純支持の場合と比較した活荷重反力は、外げたで＋55%(＋14.3tf) 、中げたで＋72%(＋22.5tf) 増大している。合計反力で見ると、単純支持の場合と比較して

④ 外げたと中げたの差が小さくなっている。

⑤ 水平反力は、連結部の剛性が大きくなるほど小さくなる。

本検討では、以下の理由により（b）部分連結を採用した。

① 主げたの一部を連結することにより、地震時の橋軸方向水平力をより確実に伝達させることができる。

② けたの添接板が落橋防止構造を兼ねることができる。

③ 鉛直反力が、（a）剛結構造の場合と比較して小さい。

V）常時荷重に対する支承の照査

常時荷重に対する照査結果を表－4.4.16に示す。

表－4.4.16　常時荷重に対する支承の照査

		単　位	B_1 支点	B_2 支点	B_3 支点
支承設計反力		tf	75.9	92.6	86.4
水平変位		mm	45.0	27.0	27.0
有効支圧面積		cm^2	1095	1164	1164
支圧応力度		kgf/cm^2	69.3 ≦ 80.0	79.6 ≦ 80.0	74.2 ≦ 80.0
局部ひずみ	圧　縮	——	0.96	1.17	1.09
	回　転	——	0.33	0.22	0.22
	水平変位	——	0.69 ≦ 0.70	0.52 ≦ 0.70	0.52 ≦ 0.70
	合　計	——	1.98 ≦ 2.00	1.91 ≦ 2.00	1.83 ≦ 2.00

注）1. 支承形状は、図－参 9.5参照のこと。

2. 計算方法は、第４章・積層ゴムの設計によった。

3. けたの回転角は、B_1 支点で 1/200、他の支点で 1/300とした。

4. 許容局部ひずみは、次式によった。

許容局部ひずみ＝（破断ひずみ）／（安全率）＝5.0/2.5 ＝2.00

VI）地震荷重に対する支承の照査

地震荷重に対する照査結果を表－4.4.17に示す。

1橋脚が負担する上部構造重量　　W＝ 605.8 tf

1橋脚の支承数　　N＝ 14

表－4.4.17　地震荷重に対する支承の特性および照査

		記号	単位	震度法地震	地震時保有水平耐力法
上部構造重量		W	tf	605.8	605.8
設計水平震度		k_h	—	0.23	0.68
上部構造慣性力		F	tf	139.3	411.9
最大せん断ひずみ		γ_{mx}	—	0.224	2.223
設計変位		u_{mx}	cm	1.476	14.67
実効変位		u_e	cm	1.033	10.27
支承の等価剛性		K_B	tf/m	11 895	2 965
支承の減衰定数		h_B	—	0.278	0.149
橋脚の剛性		K_P	tf/m	20 000	12 000
連成剛性		K	tf/m	7 459	2 378
橋の固有周期		T	sec	0.57	1.01
橋の減衰定数		h	—	0.193 （c_E =0.9）	0.129 （c_E =0.8）
最大死荷重反力		R_d	tf	54.0	54.0
有効支圧面積		A_{Re}	cm^2	1210	709
局部ひずみ	圧　縮	γ_c	—	0.73	1.24
	水平変位	γ_s	—	0.22 ≦ 0.15	2.22 ≦ 2.50
	合　計	$\Sigma\gamma$	—	0.95 ≦ 2.78	3.46 ≦ 4.17

注）1. 設計水平震度の算定は、3.2 章「震度法に用いる設計水平震度」および3.3 章「地震時保有水平力耐力法に用いる設計水平震度」によった。

2. 支承の特性の算定は、3.4.2章 「免震支承の等価剛性減衰定数」および4.3.2章 「鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性」によった。

3. 支承と橋脚の連性剛性は、次式により算定した。

$$K = \frac{1}{1/K_B + 1/K_P} \quad \text{----------} \quad \text{（式－参9.1）}$$

4. 橋の固有周期は、次式により算定した。

$$T = 2\pi (W/gK)^{1/2}$$

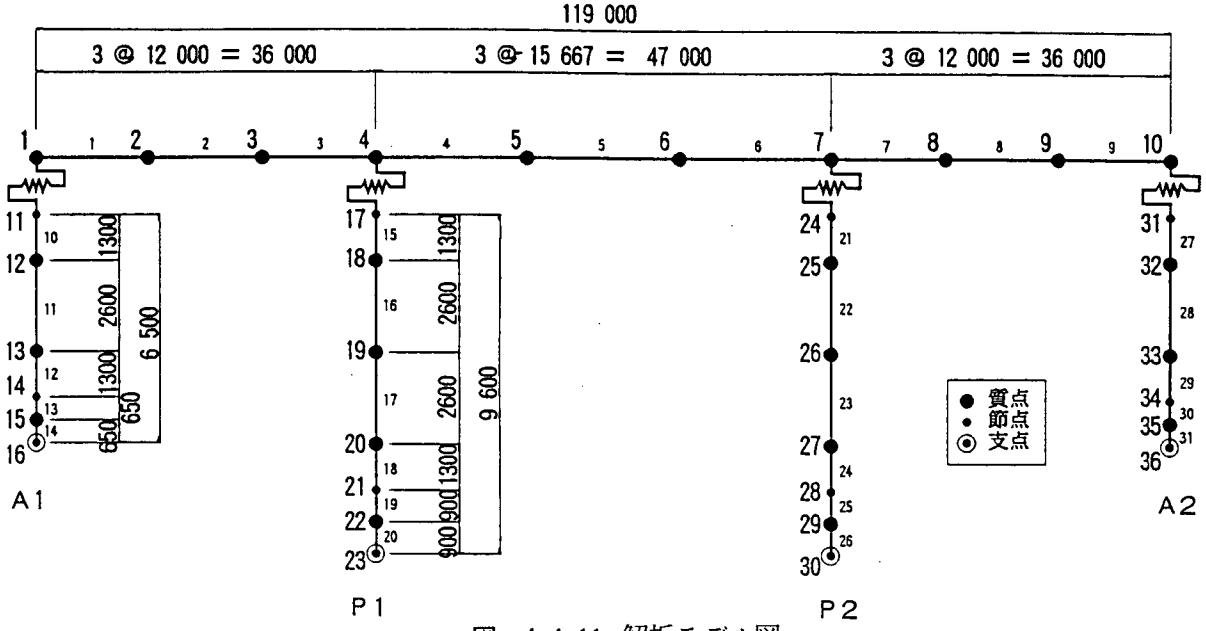
5. 橋の減衰定数の算定では、基礎の減衰を無視し、橋脚の減衰定数（＝0.05）のみ考慮した。

4.4.4　動的解析による安全性の照査

A）耐震補強

(1) 解析モデル

免震装置を用いた耐震補強の効果と安全性を動的解析により検証するためのモデルとして、4.4.3 で試設計を行った橋脚基礎の地震時耐力が不足する検討例Eを用いる。E橋の解析モデル図を図－4.4.11に示す。各節点の重量、部材の剛性、支点条件、および減衰定数を表－4.4.18～表－4.4.21に、免震支承の等価剛性および等価減衰定数を表－4.4.22に示す。なお、動的解析は応答スペクトル法によって行った。



図－4.4.11 解析モデル図

表－4.4.18 各節点の重量

節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	重量(tf)	節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	重量(tf)	節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	重量(tf)	節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	重量(tf)
1	0.00	0.00	105.0	10	119.00	0.00	105.0	19	36.00	-3.90	218.0	28	83.00	-7.80	0.0
2	12.00	0.00	209.9	11	0.00	0.00	0.0	20	36.00	-6.50	230.2	29	83.00	-8.90	603.0
3	24.00	0.00	209.9	12	0.00	-1.30	339.9	21	36.00	-7.80	0.0	30	83.00	-9.60	0.0
4	36.00	0.00	242.1	13	0.00	-3.90	267.8	22	36.00	-8.90	603.0	31	119.00	0.00	0.0
5	51.66	0.00	274.1	14	0.00	-5.20	0.0	23	36.00	-9.60	0.0	32	119.00	-1.30	339.9
6	67.33	0.00	274.1	15	0.00	-5.85	332.8	24	83.00	0.00	0.0	33	119.00	-3.90	267.8
7	83.00	0.00	242.1	16	0.00	-6.50	0.0	25	83.00	-1.30	213.0	34	119.00	-5.20	0.0
8	95.00	0.00	209.9	17	36.00	0.00	0.0	26	83.00	-3.90	218.0	35	119.00	-5.85	332.8
9	107.00	0.00	209.9	18	36.00	-1.30	213.0	27	83.00	-6.50	230.2	36	119.00	-6.50	0.0

表－4.4.19　梁部材の剛性

部材番号	i	j	E (tf/m²)	G (tf/m²)	A (m²)	I_1 (m⁴)	I_2 (m⁴)	部材番号	i	j	E (tf/m²)	G (tf/m²)	A (m²)	I_1 (m⁴)	I_2 (m⁴)
1	1	2	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	17	19	20	2.50x10⁶	1.10x10⁶	34.50	9.86	7.86
2	2	3	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	18	20	21	2.50x10⁶	1.10x10⁶	35.90	11.00	8.77
3	3	4	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	19	21	22	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00
4	4	5	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	20	22	23	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00
5	5	6	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	21	24	25	2.50x10⁶	1.10x10⁶	34.00	7.71	6.15
6	6	7	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	22	25	26	2.50x10⁶	1.10x10⁶	31.80	7.78	6.20
7	7	8	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	23	26	27	2.50x10⁶	1.10x10⁶	34.50	9.86	7.86
8	8	9	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	24	27	28	2.50x10⁶	1.10x10⁶	35.90	11.00	8.77
9	9	10	2.10x10⁷	8.10x10⁶	0.939	1.24	1.24	25	28	29	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00
10	11	12	2.50x10⁶	1.10x10⁶	41.20	13.70	7.81	26	29	30	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00
11	12	13	2.50x10⁶	1.10x10⁶	41.20	13.70	7.81	27	31	32	2.50x10⁶	1.10x10⁶	41.20	13.70	7.81
12	13	14	2.50x10⁶	1.10x10⁶	41.20	13.70	7.81	28	32	33	2.50x10⁶	1.10x10⁶	41.20	13.70	7.81
13	14	15	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00	29	33	34	2.50x10⁶	1.10x10⁶	41.20	13.70	7.81
14	15	16	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00	30	34	35	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00
15	17	18	2.50x10⁶	1.10x10⁶	34.00	7.71	6.15	31	35	36	2.50x10⁶	1.10x10⁶	999.00	999.00	999.00
16	18	19	2.50x10⁶	1.10x10⁶	31.80	7.78	6.20								

I_1：弾性時剛性（震度法レベルの解析に使用）、　I_2：降伏時剛性（保有耐力法レベルの解析に使用）

表－4.4.20　支点条件

支点番号		16、36	23、30
鉛直ばね K_V	tf/m	834 700	715 400
水平ばね K_H	tf/m	241 400	420 000
回転ばね K_M	tf·m	4 964 000	2 963 000
連成ばね K_{HM}	tf	- 392 700	- 533 400

表－4.4.21　各部材の減衰定数

		減衰定数h
上部構造		0.02
下部構造	躯体	0.05
	基礎	0.20
免震支承		別表参照

表－4.4.22　免震支承の等価剛性および等価減衰定数

	保有耐力法レベル		震度法レベル	
	橋脚	橋台	橋脚	橋台
等価剛性　K_B (tf/m)	3750.	917.	20733.	4027.
等価減衰定数　h_B	0.166	0.144	0.259	0.270

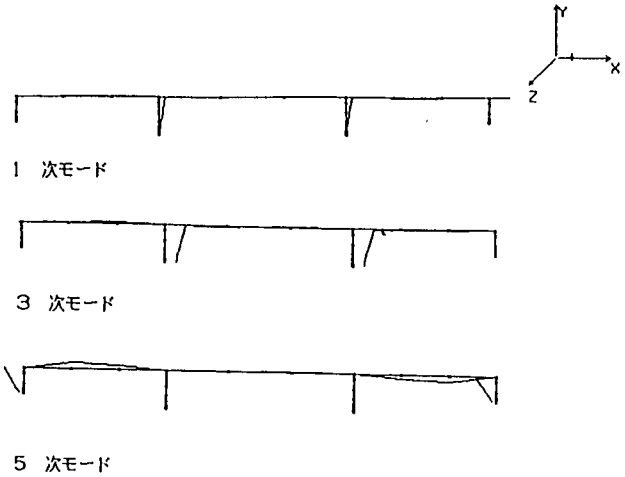
(2) 解析結果

i)振動モード

震度法レベルと保有耐力法レベルの両方について、主な振動モードの諸量を表－4.4.23に示す。震度法レベルと保有耐力法レベルでは、固有周期の違いはあるが同様の振動モード形状を示している。そのモード図を図－4.4.12に示す。免震支承部での変形量が大きく上部構造が遊動円木的に振動する1次モードが卓越していることがわかる。3次モードは橋脚のみが同位相で振動するモードであり、5次モードは橋台のみが同位相で振動するモードである。

表－4.4.23　主な振動モードの諸量

モード	震度法レベル					保有耐力法レベル				
	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	減衰定数	スペクトル (gal)	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	減衰定数	スペクトル (gal)
1 次	0.500	16.912	286.02 (0.43)	0.230	161.8	0.988	15.195	230.90 (0.35)	0.157	583.0
3 次	0.146	-12.853	165.21 (0.68)	0.211	148.2	0.167	14.145	200.09 (0.65)	0.183	558.6
5 次	0.125	11.956	142.94 (0.90)	0.198	142.8	0.130	-11.960	143.05 (0.87)	0.188	512.9



図－4.4.12　主要振動モード図

1次モードにおける応答値を静的解析の結果と比較して表－4.4.24に示す。加速度応答スペクトルで比較すると、静的解析では、震度法レベルで動的解析の1次モードの約 1.4倍の地震力に対して設計していることがわかる。保有耐力法レベルでは、動的解析と静的解析の結果がほぼ同じである。この差は、主に減衰に関する補正係数の設定によるものと考えられる。先に示した振動モードからも、本例のような免震橋の場合、1次モードで近似した静的解析で十分な設計ができることがわかる。

表－4.4.24　1次モードにおける応答値の比較

	震度法レベル		保有耐力法レベル	
	動的解析	静的解析	動的解析	静的解析
固有周期　T (sec)	0.500	0.504	0.988	0.994
モード減衰定数　h	0.230	0.231	0.157	0.158
減衰に関する補正係数　c_D、c_E	0.65	0.90	0.70	0.70
加速度応答スペクトル　S (gal)	162	230	583	600

ii) 断面力

支承水平反力の最大応答値を静的解析の結果と比較して表－4.4.25に示す。動的解析の値は震度法レ

ベルでは静的解析より小さく、保有耐力法レベルではほぼ等しい。これは、主に減衰に関する補正係数の設定によるものと考えられる。また、基礎への作用力（モーメントおよび水平力）の最大応答値を静的解析の結果と比較して表－4.4.26に示す。モーメント、水平力とも動的解析の値は静的解析に比べて小さい。これは、上部構造と下部構造の位相差によるものと考えられる。

基礎への作用力については、動的解析の値は静的解析より小さく、静的解析では現れない潜在的な耐震性の向上分がさらに見込める可能性のあることがわかた。

表－4.4.25　支承水平反力の最大応答値

	震度法レベル		保有耐力法レベル	
	橋脚	橋台	橋脚	橋台
動的解析（tf）	151.9	44.0	509.5	135.6
静的解析（tf）	183.7	55.8	491.3	133.3
動解／静解	0.83	0.79	1.04	1.02

表－4.4.26　基礎への作用モーメントの最大応答値

		震度法レベル		保有耐力法レベル	
		橋脚	橋台	橋脚	橋台
モーメント（tf·m）	動的解析	1699.7	492.1	5603.7	1694.2
	静的解析	2744.6	978.9	7276.7	2474.5
	動解／静解	0.62	0.50	0.77	0.68
水平力（tf）	動的解析	234.2	120.7	806.8	425.0
	静的解析	474.4	272.1	1249.8	697.6
	動解／静解	0.49	0.44	0.65	0.61

iii)　変位

変位の最大応答値を静的解析の結果と比較して表－4.4.27に示す。断面力と同様に、動的解析の最大応答変位は、静的解析の結果に比べて小さい。特に、橋脚天端の変位が小さくなっている。

表－4.4.27　最大応答変位

		震度法レベル		保有耐力法レベル	
		橋脚	橋台	橋脚	橋台
動的解析（mm）	上部構造	11.66	11.69	150.1	150.2
	支承	7.16	10.53	134.4	146.0
	下部構造天端	4.50	1.16	15.7	4.2
静的解析（mm）	上部構造	16.08	16.11	151.3	151.4
	支承	8.86	13.85	131.1	145.4
	下部構造天端	7.22	2.26	20.2	6.0
動的解析／静的解析	上部構造	0.73	0.73	0.99	0.99
	支承	0.81	0.76	1.03	1.00
	下部構造天端	0.62	0.51	0.78	0.70

(3) 減衰の小さい通常の分散支承との比較

本設計例では耐震補強対策として、おもに反力の分散により固定橋脚への作用地震力を低減しているので、高い減衰性能をもたない通常の反力分散形の積層ゴム支承の採用も考えられる。そこで、免震支承の減衰性能の効果を把握するために、免震支承と同じ剛性で減衰定数h＝0.05の積層ゴム支承を採用した場合を仮定し、震度法レベルの動的解析を行い、両者の結果を比較した。

i)振動モード

免震支承とゴム支承で同じ支承剛性を仮定しているので、振動モードは両者で同一となるが、減衰が異なっているために応答値は異なってくる。1次モードにおける両者の応答値の比較を表－4.4.28に示す。減衰の違いにより、加速度応答スペクトルは免震支承の場合がゴム支承の場合の0.77倍となっている。

表－4.4.28　1次モードにおける応答値

		免震支承	ゴム支承
固有周期	T (sec)	0.495	0.495
モード減衰定数	h	0.230	0.087
減衰に関する補正係数	c_D	0.65	0.83
加速度応答スペクトル	S (gal)	162	209

ii) 断面力

支承水平反力の最大応答値の解析結果を表－4.4.29に示す。また、基礎への作用力の最大応答値を表－4.4.30に示す。支承反力では免震支承の場合のほうがゴム支承の場合の約0.77倍となっており、基礎への作用力では、免震支承の場合のほうがゴム支承の場合の橋脚で約0.8倍、橋台で約0.9倍と小さい。

表－4.4.29　支承水平反力の最大応答値

	橋　脚	橋　台
免震支承 (tf)	151.9	44.0
ゴム支承 (tf)	197.0	57.0
免震支承／ゴム支承	0.77	0.77

表－4.4.30　基礎への作用モーメントの最大応答値

	モーメント (tf･m)		水平力 (tf)	
	橋　脚	橋　台	橋　脚	橋　台
免震支承	1699.7	492.1	234.2	120.7
ゴム支承	2154.0	552.0	277.8	127.3
免震支承／ゴム支承	0.79	0.89	0.84	0.95

iii) 変位

変位の最大応答値を表－4.4.31に示す。断面力と同様に、免震支承の場合のほうがゴム支承の場合の約0.8倍と小さくなっている。

iv) まとめ

免震支承の高い減衰性能によって、地震時の断面力・変位が約2割軽減されていることがわかった。また、ゴム支承では保有耐力法レベル地震時の照査を行わないので、その面からも免震支承の採用により高い次元の耐震補強が可能になると言える。

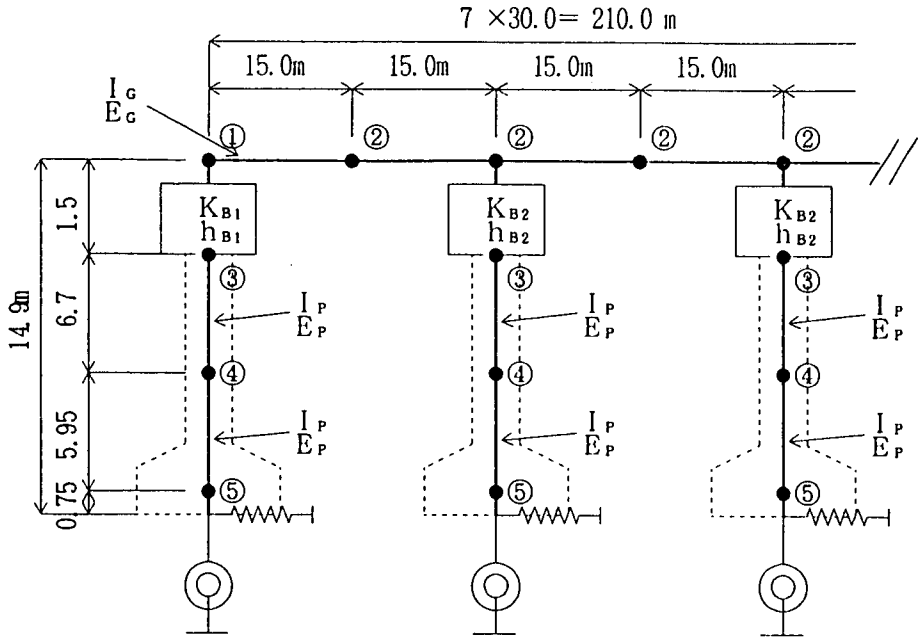
表－4.4.31 最大応答変位

		橋脚	橋台
免震支承 (mm)	上部構造	11.66	11.69
	支承	7.16	10.53
	下部構造天端	4.50	1.16
ゴム支承 (mm)	上部構造	15.07	15.10
	支承	9.36	13.79
	下部構造天端	5.71	1.31
免震支承／ゴム支承	上部構造	0.77	0.77
	支承	0.76	0.76
	下部構造天端	0.79	0.89

B）単純桁の連続化

先の試設計に用いた橋梁を図－4.4.13に示す骨組みモデルに置き換えて、応答スペクトル法による動的解析を行ない、静的解析による結果を照査する。

(1) 動的解析のインプットデータ



図－4.4.13　静的解析に用いた骨組みモデル

表－4.4.32　静的解析に用いた骨組みモデルの諸定数

			単　位	L_1	L_2
免震装置の特性	端支点部	等価剛性	tf/m	9 779	1 519
		減衰定数	———	0.231	0.199
	中間支点	等価剛性	tf/m	19 558	3 038
		減衰定数	———	0.231	0.231
基礎のバネ	水平バネ（共通）		tf/m	3.22×E5	3.22×E5
	回転バネ（共通）		tfm/rad	2.63×E6	2.63×E6
減衰定数	減衰定数		———	0.20	0.20
けたの剛性	断面二次モーメント		m^4	0.11	0.11
	弾性係数		tf/m^2	2.1 ×E7	2.1 ×E7
橋脚の剛性	断面二次モーメント		m^4	3.255	1.39
	弾性係数		tf/m^2	2.1 ×E6	2.1 ×E6
減衰定数	減衰定数		———	0.05	0.05

質点重量（tf）	
①	151.0
②	302.5
③	142.0
④	186.0
⑤	276.0

ここに、L_1 ：震度法

L_2 ：地震時保有水平耐力法

表－4.4.33　静的解析に用いた加速度応答スペクトル（Ⅱ種地盤）

震度法		地震時保有水平耐力法	
固有周期（s）	加速度応答（gal）	固有周期（s）	加速度応答（gal）
$T < 0.2$	$S_0 = 427T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geqq 200$	$T < 0.18$	$S_0 = 1506\ T^{1/3}$ ただし、$S_0 \geqq 700$
$0.2 < T < 1.3$	$S_0 = 250$	$0.18 < T < 1.6$	$S_0 = 850$
$1.3 < T$	$S_0 = 325/T$	$1.6 < T$	$S_0 = 1360/T$

(2) 動的解析結果

表－4.4.34に動的解析結果を示す。

表－4.4.34　動的解析結果

		単位	L_1	L_2
固有周期		sec	0.705	1.164
モード減衰定数		—	0.142	0.146
減衰定数による補正係数		—	0.78	0.72
上部構造最大加速度		gal	221	850
支承部変位	端支点部	cm	1.05	21.4
	中間支点部	cm	0.64	16.6

ここに、L_1：震度法

L_2：地震時保有水平耐力法

4.4.5　免震装置の施工法および構造細目の検討

(1) 支承の取り替え

免震支承へ取り替える際は橋桁のジャッキアップ、ダウンの作業を伴う。ジャッキアップ借り受け方法は図－4.4.14に示すような方法がある。床板の連続化の際のジャッキアップ、ダウンは、次のことに配慮しなければならない

① 連続化後の床板や桁に無理な残留応力を発生させないため、連続化前にジャッキアップ、ダウンの作業をおこなう。

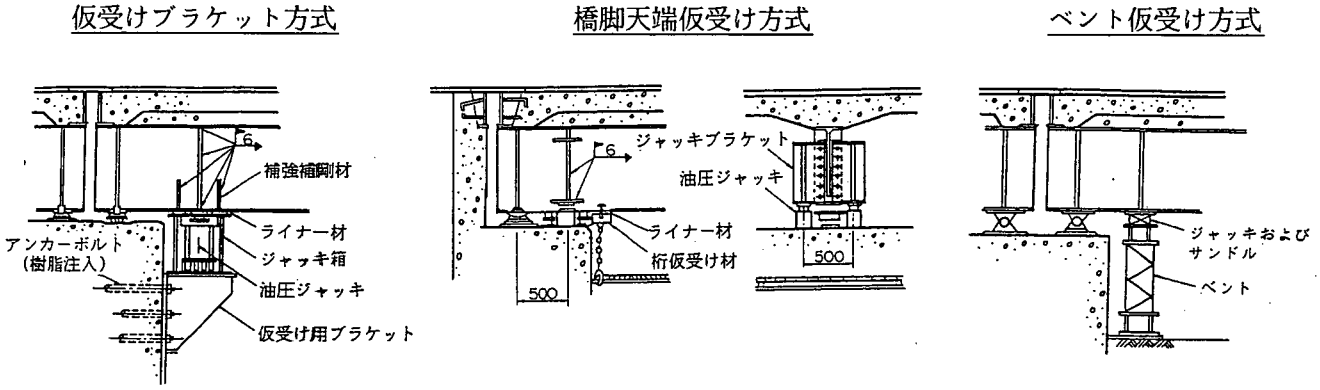
② 作業上、1橋脚の支承は同時に取り替えることがのぞましい。

③ ジャッキアップ、ダウン中、1スパンの支承のどちらか側かが固定されていること。よって支承の取り替え順序は、まず、連続化端末のMOV.支承列を免震化する。次に、今、免震化した支承列を仮固定した後、その隣の橋脚上のMOV.FIX.支承列を免震化する。次に、今、免震化した元MOV.支承列を仮固定し、その隣の橋脚の支承列を免震化する。この作業を繰り返し全ての支承を免震支承に取り替える。

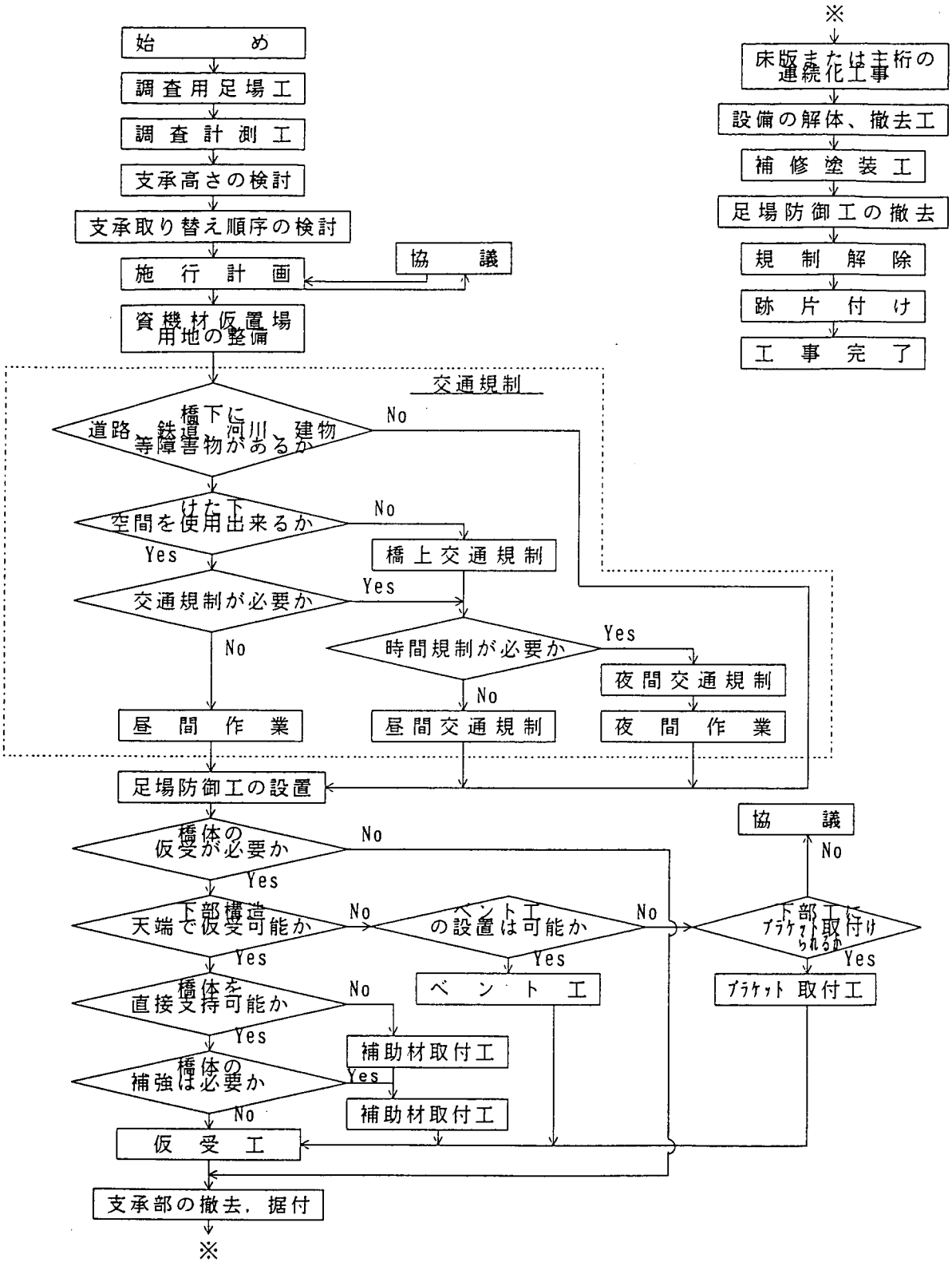
④ 伸縮継手、排水装置、落橋防止装置、高欄、添加物、道路照明等の付属物のチェックをジャッキアップ作業前におこなうこと。

また、免震支承が、既存の支承に比べ、支承高さが高くなることが考えられる。（特に全方向免震を考えた場合はその可能性がある）その場合、橋脚天端のコンクリートを削るなどして、既存の道路線形を確保する必要がある。

以上の条件を加味して単純桁を連続化使用とした場合、支承の取り替えフローは、図－4.4.15のようになる。



図－4.4.14　　ジャッキアップ仮受け方法



図－4.4.15　支承取り替え工事計画フロー

1)仮受け用ブラケット使用によるジャッキアップ要領

上述全体工事計画のうち、ブラケット取り付けによるジャッキアップ方法を例にその施工手順を以下に示す。（図－4.4.14仮受けブラケット方式）

① 橋台、橋脚回りに枠組み足場または吊り足場を設置する。

② ブレーカーにて橋台、橋脚に削孔し、アンカーボルトを挿入する。

③ アンカーボルト周辺にエポキシ系樹脂を注入する。

④ 上記アンカーボルトに仮受け用ブラケットを定着させる。

⑤ 仮受け支点上に、必要に応じ補剛材を主桁に溶接する。

⑥ 伸縮継手、添加物等、支点ジャッキアップ時に支障がないかチェックする。

⑦ 交通量の少ない時をねらい、1橋脚ごと（各桁は同時）にジャッキアップする。

⑧ ジャッキアップ後、所定量のライナープレートを仮受け台に挿入し、桁を仮受けする。

⑨ 既存支承の撤去、および免震支承の据え付けをおこなう。その際、支承の高さに注意する。

⑩ 支承座に無収縮モルタルを流し込み、養生させる。

⑪ モルタルの所定の強度が出たことを確認した後、ジャッキダウンし、荷重を支承に預ける。

⑫ ジャッキ、仮受け台、仮受け用ブラケットを解体、撤去する。

⑬ 主桁補強材、支承回りの塗装をおこなう。

⑭ 足場の撤去をおこなう。

⑮ 後片付け

2)支承の撤去、据え付け要領

上述全体工事計画のうち、支承の撤去、据え付け施工手順を以下に示す。（図－4.4.16）

① 上沓セットボルトを取り外し、上沓を桁から切り放す。

② 桁をジャッキアップする。

③ サイドブロックを取り外し、上沓を撤去する。

④ アンカーボルトナットを取り外し、アンカーボルト上端部を切断する。

⑤ 支承周辺のコンクリートをはつる。

⑥ 必要に応じ、橋脚天端のコンクリートをはつり、必要な支承高さを確保する。

⑦ 下沓を撤去する。

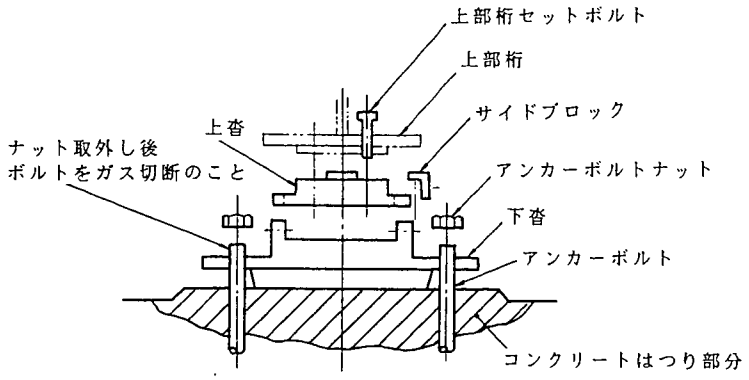
⑧ アンカーボルトの位置に予め孔をあけたベースプレートを所定の位置にセットする。

⑨ 既設アンカーボルトとベースプレートを現場溶接する。

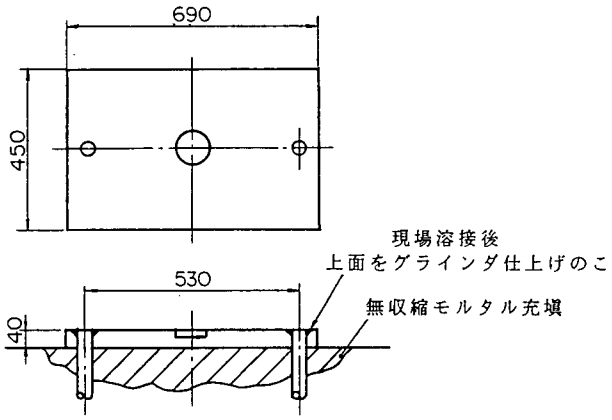
⑩ 溶接部を仕上げ、ベースプレート上面を滑らかにする。

⑪ 設置したベースプレートに免震支承を設置する。

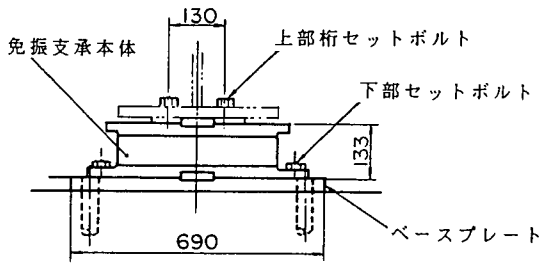
⑫ 桁をジャッキダウンし据え付けを完了する。



（ａ）既設支承の撤去



（ｂ）ベースプレートのセット



（ｃ）完成図

図－4.4.16　支承取り替え図

(2) 床板の連続化

床板の連続化をした例として、首都高速７号線の連続化工事の例を示す。（図－4.4.17）

工事概要　施工期間　　１９９１年１１月９日－１５日

ノージョイント化工事　　８０　カ所　（鋼桁部１６カ所、ＰＣ桁部６４カ所）

（鋼桁部は支承もゴム支承に取り替えた。ＰＣ桁部はもともとゴム支承のため取り替えず）

ノージョイント化工事は以下の手順で実施された。

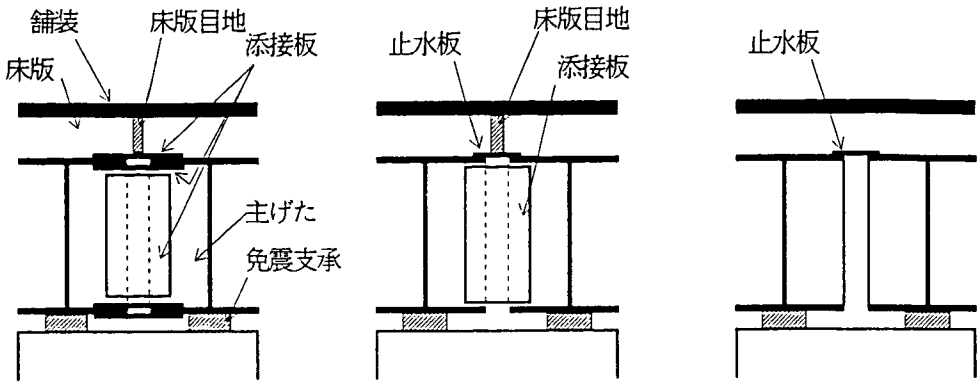
①ジョイント部周辺にカッターをいれ、舗装と床板の部分をブレーカーではつる。

②既設のジョイントを撤去する。

③隣合う桁の上フランジを添接板を使用し、高力ボルトでしめる。

④床板の鉄筋を組み、樹脂コンクリートを打設する。

⑤道路表面をアスファルト舗装で仕上げる。



（a）剛結構造　　（b）部分連結構造　　（c）床板連結構造

図－4.4.17　床版連続化例

参考文献

道路橋の免震設計法ガイドライン（案）（免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書）平成元年３月
（財）国土開発技術研究センター

道路橋の免震構造システムの開発に関する研究共同研究報告書（その２）　平成３年７月
建設省土木研究所

支承部補修工事施工の手引き　昭和５９年６月　（社）日本橋梁建設協会

日経コンストラクション　１９９１．１２　日経ＢＰ社

〈民側担当会社〉日本技術開発（株），三井建設（株），石川島播磨重工業（株），オイレス工業（株）

第５章　平成３年度の研究成果の要約

5.1　橋梁用免震装置の開発に関する研究

平成３年度における研究項目は、道路橋に適用できる免震装置の開発と、免震装置の実証試験方法の開発である。

免震装置に関しては、１０種類の免震装置が開発の対象となり、建設省土木研究所と当該装置の担当民間会社が共同して研究開発を行った。一方、実証試験方法の開発では、建設省土木研究所と民間１２社が担当して共同研究を行った。

(1) 免震装置の開発

平成３年度の研究成果の概要は、表-5.1.1に示すとおりである。平成３年度は、免震装置の特性のモデル化および基本特性を検証するための補足実験が共通した課題であった。装置の特性のモデル化に関する研究成果は、「マニュアル（案）」の第５章に反映されている。また、各装置の適用例は、「マニュアル（案）」の参考資料に示されている。

表－5.1.1　免震装置の開発における平成３年度の研究開発成果の概要

免震装置	研究開発成果の概要
高減衰ゴム支承（その１）	（１）特性のモデル化 （２）温度変化などの長周期荷重に対する反力特性の実験による検証 （３）大変形性能に関する実験による検証 （４）実大モデルによる性能確認試験
高減衰ゴム支承（その２）	（１）特性のモデル化 （２）ゴム素材の開発と基本特性に関する補足試験 （３）実大モデルによる性能確認試験
高減衰ゴム支承（その３）	（１）特性のモデル化 （２）実大モデルによる性能確認試験 （３）スケジュールモデルを使用したせん断破壊試験による極限性能の確認
高減衰ゴム支承（その４）	（１）特性のモデル化 （２）減衰性能の向上を目的とした材料の改善と実験による性能の確認 （３）大変形性能に関する実験による検証 （４）スケジュールモデルを使用した試験による耐久性の確認

摩擦（すべり）型ダンパー（その１）	（１）特性モデル化 （２）２万回水平加力試験による耐久性の確認 （３）低速度振動における摩擦係数の安定性の確認
摩擦（すべり）型ダンパー（その２）	（１）特性のモデル化 （２）弾性パッキンの設計基準の検討 （３）動的解析による応答特性の確認
鋼性ダンパー	（１）特性のモデル化 （２）ダンパーの組み合わせと方向特性の検討 （３）ダンパーの設置方法法の検討
ローラー型免震支承	（１）特性のモデル化 （２）振動数変化に対する特性の安定性の検証 （３）加振方向の変化に対する特性の安定性の検証
リンク支承	（１）特性のモデル化 （２）滑面材料の取付方法およびストッパーの構造検討
粘性ダンパー	（１）特性のモデル化 （２）減衰性能向上を目的としたダンパーの構造検討 （３）改善された構造の実験による性能確認 （４）温度変化に対する特性の確認

(2) 実証試験方法の開発

平成３年度には、過去２年間の研究成果を踏まえて、免震装置の特性及び性能を検証するための試験項目、試験条件及び評価方法を確立し、「マニュアル（案）」（第７章）に反映した。マニュアル（案）では、橋梁に適用される免震装置の特性に影響を与える要因を明確にし、それぞれの条件下で特性の安定性を検証するための試験方法を示し、免震装置の性能を評価する指標を与えている。

5.2　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

平成3年度における研究項目は以下の3項目である。

① 免震橋用の伸縮装置（その1）ノックオフ装置の開発

② 免震橋用の伸縮装置（その2）水平2方向伸縮装置の開発

③ 免震橋用の免震橋用の落橋防止構造の開発

各研究項目とも本年度は3年間にわたる研究の最終年度に当たることから、これまで行われてきた解析や実験を基にして具体的な設計法を提案するための研究を行った。その概要を以下に示すが、それらの成果は「マニュアル（案）」の参考資料に反映されている。

5.2.1　免震橋用の伸縮装置（その1）ノックオフ装置の開発

(1) 平成3年度の研究項目内容

今年度は以下の項目について実施した。

① アスファルト舗装の変形係数に関する文献調査

② 実験結果を基にしたノックオフ装置の設計法の検討と提案

③ 施工法の検討

④ ノックオフ本体と背面舗装の修復方法の検討

(2) 平成3年度の研究成果

① アスファルト舗装の変形係数は荷重の載荷速度と温度によって大きく変化する。文献によれば、30℃で載荷速度が遅い変形係数E_aは-15℃で載荷速度が速い場合の1/300程度である。ノックオフ装置の設計時には想定される最大の変形係数（$E_a=2.8\times10^4 kgf/cm^2$）を用いるのが良い。

② 模型のノックオフ部、アスファルト舗装、砕石のすべり破壊力のつり合い式とアスファルトの座屈荷重からノックオフ滑動時の抵抗荷重を算出するとほぼ実験値を満足する結果が得られた。この方法を実物に適用すると大きな抵抗荷重が計算されることがあるが、その場合にはアスファルト舗装に隠し目地を設ければよい。

③ ノックオフ部のすべり面には、ノックオフ部が所定のすべり抵抗力で滑動するように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要である。すべり面から水が浸透してくるため、アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や、ステンレス製の鉄筋を用いる。アンカー鉄筋の周辺のコンクリートは鉄筋の引き抜き力のため破壊する恐れがある。このため橋台のアンカー鉄筋の根入れ部にはひび割れ防止の鉄筋を配しておく必要がある。

④ 大地震時にノックオフ部が移動して裏込め地盤が破壊するように設計しておくと、橋台本体には被害を及ぼさないため、地震災害直後は応急復旧対策として鉄板を敷くこと等で交通を確保できるものと考えられる。ノックオフ部自体は改めて作り直す必要があるが、大地震時には橋台背面の裏

込め部や盛土が沈下して補修工事を余儀なくさせられることが多い。したがって、ノックオフの補修工事もその一部と考えることもできる。

5.2.2　免震橋用の伸縮装置（その２）水平２方向伸縮装置の開発

(1) 平成３年度の研究内容

以下に示す研究項目を実施した。

① 実物大モデルを用いた実証実験の実施

② 伸縮装置の細部構造の検討

③ 伸縮装置の設計法の提案

(2) 平成３年度の研究成果

① 開発した伸縮装置の実物大モデルの試験体を用いて実証実験を行った結果、橋桁の各方向の振動、すなわち橋軸方向、橋軸直角方向およびその中間の斜め方向の正弦波と地震応答波による加振に対して円滑に追従でき、また伸縮装置の伸縮時抵抗力が免震橋を設計するに際して無視できるほど小さい値であることを実証した。

② 開発した伸縮装置を実橋梁に適用できるように細部構造の検討を行った結果、縦断勾配や横断勾配などの橋面形状に対する処理、地覆部の形状および排水装置の設置などを考慮することにより、伸縮装置の完成度を高めた。

③ 伸縮装置の設計法として、設計条件として与えられた橋桁の移動量に対する装置の基本寸法、すなわちフィンガープレートの厚さや長さ等の計算方法を提案した。これによって、一応の本装置の設計が可能となった。

5.2.3　免震橋用の落橋防止構造の開発

(1) 平成３年度の研究内容

以下に示す研究項目を実施した。

① 積層ゴムおよびゴムブロックと丸鋼による圧縮載荷実験の実施

② 圧縮載荷結果に基づく緩衝材のばね定数算定式の提案

③ 装置の設計法の提案と設計例の提示

④ 施工法の提案とその注意点の提示

(2) 平成３年度の研究成果

① 積層ゴムと丸鋼による圧縮載荷実験の結果では、ゴム層厚さが薄いほど丸鋼の径が大きいほどばね定数は大きくなり、一方、３辺を拘束したゴムブロックと丸鋼による同実験結果では、ばね定数はゴム厚さが薄いほど大きくなり、丸鋼の径やゴムの硬度にあまり影響を受けないことがわかった。また、３辺を拘束したゴムブロックの最大耐荷力は、拘束しないものに比較して大きくなり、橋軸方向用の装置として適用可能であることがわかった。

② 積層ゴムと丸鋼による圧縮載荷実験結果より、丸鋼の径やゴム層数等をパラメーターとしたばね定数を算定するための実験式を提案し、装置の設計法に適用した。

③ 上記のばね定数算定式を用いて、本装置のアンカーバー、積層ゴムの厚さと幅などに対して一連の設計方法を作成し、また試設計を行うことにより本装置が設計可能であることを示した。

④ 本装置の上・下部構造への取り付け作業を検討した結果、本装置の施工性は従来のアンカーバー方式の移動制限装置とほぼ同様であると考えられた。

5.3　免震設計法の開発に関する研究

平成3年度における研究項目は次の6項目である。

① 免震設計の基本方針に関する研究

② 動的解析法の開発に関する研究

③ 免震装置の設計法に関する研究

④ 簡易計算法の開発に関する研究

⑤ 免震設計を用いた場合の落橋防止構造及び伸縮装置に関する研究

⑥ 免震橋の地震応答特性に関する研究

各研究項目とも本年度は3年にわたる研究の最終年度に当たることから、これまで行われてきた解析や実験を基にして具体的な設計法を提案するための研究をおこなった。その概要を以下に示すが各研究項目の成果は「マニュアル（案）」の関連する各章に反映されている。

5.3.1　免震設計の基本方針に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

平成2年度の研究に対し、地震入力に関する補正係数が変更されたことに伴い免震設計の基本方針に若干の見直しが必要となり、また免震設計法マニュアルに対して基本方針を充実を図っておくことを目標として、以下の検討を実施した。

① 減衰定数に応じた設計水平震度の低減ならびに主要構造物間の遊間の見直し

② 免震関係用語の定義および整理

③ 免震設計の適用性の調査

④ 地震時保有水平耐力照査に用いる許容塑性率の調査

(2) 平成3年度の研究成果

① 橋の減衰定数に応じた補正係数c_Eを用いて、震度法および地震時保有水平耐力法の設計水平震度を低減することができるものとした。主要構造物間の遊間を震度法による設計水平震度より算出される変位から求め、地震時保有水平耐力法レベルの地震入力に対しては上部構造間の衝突を許すこととした。

② 道路橋示方書・同解説V耐震設計編に掲載されている耐震設計特有の用語の他に、道路橋の免震設計法ガイドライン（案）に示されているように免震設計用の用語も少なくない。その中には、同じ意味であるのに幾つかの数種の用語で表現されていたり、便利に使われているがその意味のあいまいな用語もあると思われるため、これらを整理し、また新たに定義しておく必要があると思われる用語をとりまとめた。

③ 免震設計の適用性に関する項目を本共同研究の成果から取り上げ、それらの成果をもとに効果的な免震構造システムの橋梁への適用法について調査し取りまとめた。

④ 橋の減衰定数が１０％である場合、橋の減衰定数hに基づく補正係数c_Eが0.9となり、安全係数α＝3とすると震度法で設計した一般的な鉄筋比を有する橋脚断面図では地震時保有水平耐力を満足しなくなる。このため現状では、安全係数α＝1.5 が妥当な値といえると考えられた。

5.3.2 動的解析法の開発に関する研究

(1) 平成３年度の研究内容

平成２年度までの研究成果をふまえ、地震時保有水平耐力レベルにおける動的解析において免震橋梁独自の問題点でかつその影響が無視できないと考えられる次の３課題を抽出し、検討を実施した。

① 地盤の不整形性にともなう応答特性の検討

② 橋脚の最大塑性率にともなう応答特性の検討

③ 曲線免震橋の地震入力方向に関する検討

(2) 平成３年度の研究成果

① 橋脚、橋台がⅠ種、Ⅱ種の不整形地盤にまたがるような場合の免震橋梁の動的応答を検討した。その結果、地盤の不整形性は高周波領域での応答には影響を与えるが、橋梁・橋脚の変形・断面力などの応答に対する影響は小さいことが解った。

② 橋脚の塑性率が免震橋梁の応答へ及ぼす影響をエネルギー論的観点で検討した結果、次の事が解った。

- 系全体の履歴吸収エネルギーの橋脚への分担率は、橋脚最大変位時の分担率と地震終了時の分担率が深く関係しており、橋脚最大変位時のエネルギー分担率が0.5以下となる場合には橋脚への地 震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。
- 橋脚のエネルギー分担率と橋脚の最大塑性率の関係を検討した結果、橋脚最大変位時の橋脚のエネルギー分担率が0.5以下となるのは、橋脚の最大塑性率2.0程度以下の場合であり、この場合には、橋脚への地震継続期間中の損傷を軽減できると考えられる。
- 地震保有水平耐力法レベルにおいて免震橋梁の橋脚に作用する水平力は、橋脚の最大塑性率が2.0を越えるような場合は簡易式による等価地震力の評価が動的解析結果に比べて過小となる可能性があり、このような場合は動的解析により橋脚に作用する外力を評価する必要がある。

③ 曲線免震橋における各橋脚の応答を時刻歴応答解析で検討する場合の地震入力方向について検討した。その結果、免震装置を等価線形でモデル化し、水平直交２方向に地震入力をとって各々別途に解析を行い、２回の解析結果を各橋脚の弱軸、強軸成分について合成すれば検討すべき最大断面力を求めることが可能である事が解った。またこの検討方法は、免震装置を非線形とした場合の解析においても充分適用可能であることが確認された。

5.3.3　免震装置の設計法に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

本研究で開発された免震装置の設計法の整理と免震装置のモデル化方法の設定を目標として、以下の項目を実施した。

① 免震装置の設計法の検討

② 免震装置のモデル化の検討

③ 免震装置の選定と特性値の設定方法の検討

(2) 平成3年度の研究成果

① 本研究で開発された免震装置を対象に、構造設計例を作成した。4種類の高減衰積層ゴム支承、2種類の摩擦（すべり）型ダンパー、鋼製ダンパー、ローラー型免震支承の試設計を行い、設計方法の有用性の確認およびその特徴を明らかにした。

② 高減衰ゴムの考慮すべき特性として、1)最大経験ひずみ依存性、2)繰り返し回数依存性が挙げられる。これらの特性を反映したモデル化を提案し、地震応答解析を実施してその妥当性を検証した。一方、ガイドライン（案）に提案されている鉛プラグ入り積層ゴム支承のモデル化の算定式にかわり、本研究で新たな算定式を提案し、その検証を行った。

③ 平成2年度に提案した免震装置の力学特性の設定時に用いる簡易な免震橋梁モデルの妥当性を検証した。平成2年度にはⅠ種地盤に建設された橋梁を対象にモデルの適用性を確認した。平成3年度の検討によりⅡ種地盤においてもその適用性が確認できた。

5.3.4　簡易設計法の開発に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

簡易設計法の提案と適用範囲の明確化を目標として、以下の検討を実施した。

① 橋脚初期寸法設定法の適用性に関する検討と免震設計フローの作成

② 曲線橋に対する静的計算法の適用性に関する検討

③ 異種地盤上の橋梁の振動特性に関する検討

④ 地震時保有水平耐力法における橋脚剛性に関する検討

(2) 平成3年度の研究成果

① 免震橋梁を一質点系モデルとして評価する橋脚初期寸法設定法を用いて、免震装置の選定と橋脚断面の初期設定を行い、平面骨組モデルによる静的計算結果と比較した。この結果から、橋脚初期寸法設定法は、免震設計の初期検討段階における実用的な手法であることを確認した。

また、橋脚初期寸法設定法に基づく免震設計フローを作成した。

② 5径間連続ＰＣ箱桁橋（橋長200m）を対象橋梁として、曲率半径の異なる曲線線形（100m～400m）を有する免震橋の応答を静的計算法および応答スペクトル法を用いて検討し、線形が曲線である免震橋の最大応答値は、任意の直交する二方向の計算結果より推定しうることを示した。また、静的計算法においては、曲率半径の相違が免震装置の変位および上部構造の慣性力等に与える影響は少なく、一定の曲率を有する曲線橋は、直線橋とみなして検討しうることを明らかにした。

③ 対象橋梁がⅡ種地盤とⅢ種地盤にまたがる場合を想定して、時刻歴応答解析法および静的計算法による検討を行った。時刻歴応答解析では、異種地盤にまたがる橋梁の免震装置の相対変位、下部構造の断面力等は、同一地盤上の橋梁の応答値を上回るものの、静的計算結果よりは小さいことがあきらかになった。また、時刻歴応答解析と静的計算法において、下部構造の断面力の定性的な傾向が相似していることから、地盤条件が急変する場合を除外すれば、静的計算法を適用しうることが解った。

④ 対象橋梁の1橋脚に注目して非線形時刻歴応答解析を行った。橋脚の剛性を降伏剛性とした場合の解析結果と、免震装置および橋脚を非線形とした場合の解析結果が良い対応を示すことから、地震時保有水平耐力法における橋脚剛性は降伏剛性で評価しうることを確認した。

5.3.5 免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

今年度は、昨年度までの成果をマニュアル（案）にまとめるために必要な以下の検討を実施した。

① 構造細目に関する基本方針の整理
② 落橋防止構造の検討
③ 変位抑制装置の検討
④ 伸縮装置の検討
⑤ ノックオフ構造の検討

(2) 平成3年度の研究成果

① けた端部と橋台胸壁の遊間、およびかけ違い橋脚上のけたとけたの遊間は、ともに震度法により計算される上下部構造間相対変位以上の寸法を設けるものとした。昨年度までは、地震時保有水平耐力法による上下部構造間相対変位をもとに決定するものとしていた。変更の理由は次の通りである。

- 過度に遊間を大きくすると伸縮継手の遊間も大きくなり、維持管理や走行性、振動、騒音などの問題が生じやすい。
- 橋台とけたや隣接するけたの衝突は伸縮装置や衝突面に部分的な損傷を生じさせるが、構造系全体としての震動に悪影響を及ぼすことはない。むしろ、小さな変位振幅の段階で小刻みに小さ

な衝突が繰り返し発生することは、振動エネルギーを逸散させるうえで効果的ですらある。

けた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけたの長さについては、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編7.2.3に規定される量を満足するものとし、さらに地震時保有水平耐力法による上下部構造間の相対変位U_Bに70cmの余裕を加えた距離以上とした。

伸縮装置の設計伸縮量は、温度変化など地震以外の原因によるけたの伸縮量と震度法による変位を比較し、どちらか大きい方の寸法によって決定することとした。

落橋防止装置はけた端部に必ず設けるものとし、その耐荷力は下記の量以上とする。

- 該当する支承の鉛直死荷重反力に相当する力
- 該当するスパンの重量の1／2倍の力

② 一般的な免震橋の上部構造がどの程度の変位挙動を示すかを知るためにモデル橋を想定した試算を行い、得られた変位量U_Bや支承寸法が、けた掛かり長S_Eや支承縁端距離Sの規定など、大変位時のけた掛かり長さに関係する規定と無理なく整合することを確認した。

③ 免震装置の変位が震度法による変位を越えたところから摩擦反力が働く装置を取り上げ、これを変位抑制装置とした場合の橋の挙動を求めて変位抑制装置の摩擦反力の作用による変位抑制効果を確認した。

④ 免震橋の設計において伸縮装置の設計移動量を決定する一般手順を説明し、設計例および概念図として示した。

⑤ 昨年度までは床版と橋台の胸壁が衝突した場合に、その衝撃を吸収するためのノックオフジョイントを検討したが、今年度はけたと橋台の胸壁が衝突した際に機能するノックオフジョイントを想定し、その試設計例を示した。

5.3.6 免震橋の地震応答特性に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

平成3年度までの研究から、免震橋の地震応答特性は、免震装置を等価線形化法もしくはバイリニア型非線形ばねにモデル化した動的解析により精度よく再現することができることが明らかになってきた。

本年度は共同研究の最終年度であるため、以下の項目について検討を実施した。

①免震橋に対するエネルギー比例減衰法の適用性の検討

②免震設計における免震装置の設計変位の簡易算定法の開発

③実測記録に基づく免震橋（宮川橋）の地震応答特性に関する検討

④免震装置に生じる残留変位に関する検討

(2) 平成3年度の研究成果

① 免震橋のように、免震装置という大きなエネルギー吸収性能を有する構造部材がある系において

も、モード減衰定数はひずみエネルギー比例減衰を用いて精度良く算出できることを確認した。

② 免震装置の等価剛性と等価減衰定数を求める際の有効設計変位u_{Be}は、応答の非定常性による補正係数を0.7とし、免震装置の最大相対変位をu_{max}として

$$u_{Be}=0.7\,u_{max}$$

により算出するのがよいことがわかった。

③ わが国最初の免震橋の強震観測結果を解析すると、小さな記録であるが免震効果がはっきりと認められた。また、観測記録に基づく動的解析を行うことにより、設計段階に用いられた動的解析モデルにより免震橋の震動特性を精度良く再現できることが確認できた。

④ バイリニア型の履歴特性を有する免震装置の剛性比（２次剛性／１次剛性）がマイナスになるような免震装置では、残留変位が非常に大きくなるので、そのような履歴特性を有する免震装置は道路橋には使用してはならないことがわかった。

5.4　免震設計の適用に関する研究

平成3年度における研究項目は次の4項目である。

① ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

② 鋼橋に対する免震設計に関する研究

③ 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

④ 耐震補強に対する免震設計に関する研究

各研究項目とも過去2年間にわたって実施してきた調査、解析をもとに研究課題をしぼり込み、試設計を行って免震設計の適用性を具体的に検討した。その概要を以下に示すがそれ等の成果は「マニュアル（案）」本文各章ｔｐ参考資料に反映されている。

5.4.1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

本年度の研究テーマはＰＣ橋梁の試設計であり、現在作成中である「道路橋の免震設計マニュアル(案)」に準拠した形で、設計方法を整理し問題点を洗い出す意義も踏まえながら、ＰＣ橋梁の免震構造適用性について検討した。設計対象としたモデル橋を選定するに当たっては、ＰＣ橋梁として標準的な設計例を提示することを前提条件とした。すなわち、モデル橋は、都市内高架橋等で施工実績の多いＰＣ連続箱桁橋とし、その下部構造には、Ⅱ種地盤を想定し杭基礎を有するＲＣ橋脚を考えた。また、縦断勾配等で不等橋脚となることが多いのでその影響も考えることとした。成果の概要は以下の通りである。

(2) 平成3年度の研究成果

① 当初、橋軸方向、橋軸直角方向を同時に免震構造とする事を前提に検討を進めたが、以下に示す動的応答解析結果に基づき、橋軸直角方向は非免震とし、橋軸方向のみ免震構造とした。

今回のように、縦断勾配のついた橋梁では、橋軸直角方向の地震時応答に寄与する主要モードには、主桁が橋軸直角方向に並進するモードと鉛直軸まわりに回転するモードという逆位相状態で固有周期の近接したモードが存在することが分かった。この場合の動的応答値を評価するに際し、モード間において互いに打ち消し合う場合と互いに増幅し合う場合とが考えられるが、この影響については以下のように考えた。

a. 解析手法にはR.M.S法およびC.Q.C法等を用いることが多いが、その解析手法の違いにより動的応答値が異なる。このことの主な原因としては、各モード間相互の相関係数の有無と思われる。

b. 一方、継続時間の長い地震波を考えると、逆位相状態となった固有周期の近接したモード間での動的応答値は、時間の経過とともに逆位相状態が反転し、同位相状態となることも考えられた。

よって、橋軸直角方向地震時での動的応答値は解析方法または地震波の種類により大きく異なることが予想された。したがって、免震橋の動的応答は、橋軸方向地震動に対して上部工はほぼ剛体運動に近い挙動を示し、所要の免震効果が期待できるが、橋軸直角方向地震動に対しては多径間橋梁で橋長が大きくなる場合に安全側の考慮として、橋軸直角方向振動モードは並進モードと鉛直軸回りの回転モードが連成し、桁端の変位量が相当大きくなることで、免震支承の設計が非常に困難となる。また、横曲げ振動に対する拘束も小さいため、主桁には大きな地震時断面力が発生し、必ずしも免震効果により耐震性が向上するとはいえないと考えられた。

以上のことを踏まえ、本研究では橋軸直角方向は非免震とした。

② 橋脚の初期寸法の設定

橋脚の初期寸法は、免震効果を期待して、非免震の場合の設計震度の90％を想定できると考えられるが、本試設計では免震橋と通常の橋との比較を行う意味もあって、震度低減は無視することとした。

③ 免震装置の設定目標

免震装置としては、鉛プラグ入りゴム支承を想定した。免震支承は各橋脚に設けることとし、保有水平耐力法レベルでの最大変位を30～40cmの範囲におさえるべく、ゴム層厚を決定した。また、この時の全体系の固有周期を1.3秒以上となることを目標とした。4.1.2以下に試設計の詳細を示すが、いづれも設計可能であり設定目標としては妥当なものであった。

④ 免震支承の形状および特性にたいする計算方法

免震支承の形状および特性は、上部工を1質点とし、各橋脚の初期剛性および基礎バネの合成された下部工バネと支承バネを直列に接続した簡易モデルで、収束計算により決定できることが分かった。

⑤ 支承の初期変形量の計算

弾性短縮やクリープ・乾燥収縮などＰＣ橋特有の主桁変形量の影響を把握するための、フレームモデルによる、ＰＣ橋の施工手順を追った解析を示した。その解析結果を基に支承の初期変形量を算定した。

⑥ 震度法レベルの設計結果

フレームモデルにより震度法レベルの構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。この断面力により、橋脚断面の配筋を決定した。

また、支承の変形量については先の簡易モデルによる値と比較し、両者に大きな相違がないことを確認した。

⑦ 地震時保有水平耐力法レベルの設計結果

橋脚の配筋決定にともない、橋脚の保有水平耐力を算定した。この時の降伏剛性を用いて、全体系の保有水平耐力法レベルの応答を求め、所定の耐力照査を行った。

また、支承についても保有水平耐力レベルの変形量を算定し、簡易モデルによる値との相違が小さいことを確認した。

⑧ 構造細目

構造細目として、遊間の設定と伸縮装置、落橋防止装置の設計を行った。震度法レベルでの応答をベースにすれば、ＰＣ橋梁においても遊間などに多少の配慮を払うことで、免震化できることが分かった。

5.4.2 鋼橋に対する免震設計に関する研究

(1) 平成３年度の研究内容

平成３年度は橋台を有する左右対象の鋼５径間連続箱桁の免震橋を対象として試設計を行いその要約をとりまとめた。下部構造は、Ⅲ種地盤を想定し、杭基礎を有するＲＣ橋脚とした。また、対象地盤をⅢ種としたことから、地盤との動的相互作用の応答解析を行い、軟弱地盤の影響度を検討した。

(2) 平成３年度の研究成果

ｉ）試 設 計

① 免震の方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とした。その結果、反力分散の比率は多少異なるものの当モデルのような左右対象の橋では、二方向免震が可能なことが判った。

② 橋脚および基礎の初期寸法は、震度法レベルでの免震効果として、非免震の場合の設計水平震度の90％を想定し設定した。ただし、脚柱については地震時保有水平耐力の照査も併せて行った。また、反力分散は上部工死荷重反力にほぼ比例するものとして各橋脚の地震時荷重を想定した。

③ 免震装置は、鉛プラグ入りゴム支承を用いた。免震支承は各橋脚に設けることとし、地震時保有水平耐力法レベルでの最大変位を50cm程度におさえるよう、支承の動的特性を設定した。また、この時の橋の固有周期は1.5秒以下を目標とした。

④ 免震支承の形状および特性は、上部工を１質点とし、各橋脚の初期剛性および基礎バネの合成された下部工バネと支承バネを直列に接続した簡易モデルで、収束計算により設定した。

⑤ 常時（温度変化時）の構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。

⑥ フレームモデルにより震度法レベルの構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。この断面力と、⑤で求めた断面力と比較し大きいケースにて基礎断面および橋脚断面の配筋を決定した。また、支承の変形量については④の簡易モデルによる値と比較し、両者に大きな相違がないことを確認するとともに、橋脚耐荷力の再照査を行った。

⑦ フレームモデルにより地震時保有水平耐力法レベルの構造解析を行い、支承の変形量と下部工断面力を算定した。支承の変形量については④の簡易モデルによる値と比較し、両者に大きな相違がないことを確認するとともに、橋脚の保有水平耐力の照査を行った。

⑧ 応答スペクトル法による動的解析を行い、静的解析の妥当性を確認した。

⑨ 試設計の結果、Ⅲ種地盤はⅡ種地盤に比べ上部工変位は若干大きくなる。これは、設計水平震度の相違による影響が大きいと思われる。しかしながら、免震効果はほぼ同等であることが判った。

⑩ 構造細目として、遊間の設定と伸縮装置、落橋防止装置の設計を行った。

ii) 地盤との動的相互作用の検討

Ⅲ種地盤では地盤の固有周期が長くなり、橋全体の固有周期と地盤の固有周期が近接するため、主構造と基礎地盤との動的相互作用が問題となる可能性がある。したがって、地盤の剛性をバネのみで表した「簡易モデル」と、地盤との動的相互作用を考慮できる杭・地盤を含む「全体モデル」の２ケースについて時刻歴応答解析を行って次の結果を得た。

① 応答解析手法として、複素固有値解析に基づくモード合成法および地盤のせん断変形の非線形性を考慮した等価線形法の２種類の時刻歴応答解析法を用いたが、両者の応答結果に差はみられずほぼ等しい値が得られた。

② 加速度応答波形は、「簡易モデル」と「全体モデル」の応答値との間にも大きな差はみられなかった。また、地表面の最大加速度に比べ上部工の最大加速度は1.6倍程度に留まっており、Ⅲ種地盤においても免震化による地震力の低減効果が期待できることが判った。

③ 変位および断面力は、「全体モデル」では橋脚付根の変位が生じている分、上部工変位は大きくなるが、支承の相対変位はほぼ一致している。また、橋脚付根と杭頭のせん断力が「全体モデル」で小さくなっているのは橋脚下端とフーチングの近傍地盤の、根入れ効果によるものと考えられる。

④ 総じて、地盤との動的相互作用の影響は小さいという結果が得られた。

5.4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

(1) 平成３年度の研究内容

１Km級の連続多径間ないに曲線形が入った場合と地盤条件が変化する場合の免震設計法、ＰＣ桁橋を対象とした場合のかけ違い部と橋台部の構造細目ならびに施工法の検討を行った。また、平成三年度は最終年度に当たることから、３年間の研究成果を要約して超多径間連続橋としての免震設計フローを取りまとめた。

(2) 平成３年度の研究成果

① 超多径間連続橋に免震設計を適用する」場合の留意事項としての諸点を取りまとめた。

・下部構造の初期寸法を設定する上で考慮しておく免震装置の剛性の決定方針
・免震装置の」設計における等価剛性の設定の考え方
・橋梁全体の骨組み構造モデルにより上部構造慣性力の分担力を算出する必要がある場合
・動的解析を応答スペクトル法に加え、時刻歴応答解析によっても検討することが望ましい場合
・伸縮装置遊間量および目地間隔の設計上の考え方

② 超多径間連続橋がＳ時型の平面線形を有する場合を想定し、震度法と応答スペクトル法ならびに時刻歴法により応答解析を行って次の結果を得た。

・　橋脚のたわみ剛性と免震装置の等価剛性を平面内の水平バネにまとめた平面モデルは断面諸元設定等のあたり計算は充分適用性がある。

・　震度法、応答スペクトル法、時刻歴のいずれの場合も、任意の方向から作用する地震動に対する橋軸方向最大応答値$R_L max$と橋軸直角方向最大応答値$R_r max$を求めようとする場合は、１組の直交Ｘ軸軸とＹ軸を任意に設定し、それぞれの方向に地震動を作用させた場合の橋軸方向反力（X_{xL}, R_{yL}）と橋軸直角方向反力（R_{xr}, R_{yr}）の自乗和平方根を求めればよい。

・　端支点を服務全支点を全方向免震としたケースに応答スペクトル法を適用した各次モード応答スペクトル法を適用し各次モード応答の自乗和平方根で応答値を求めると端支点で過大な応答が得られることがある。このようなケースでは完全２次結合法（Ｃ．Ｑ．Ｃ．）もしくは時刻歴法を適用する必要がある。

③　超多径間連続橋のほぼ中央で地盤条件がⅡ種からⅢ種に変化する場合について、震度法と時刻歴法による応答解析を行い次の諸点を明らかにした。

・　断面諸元を検討するあたり計算の場合は、それぞれの地盤で単一橋脚モデルを考えて解析するのが適当である。

・　全径間のフレームモデルを設定して詳細検討する段階では、Ⅱ種地盤上の橋脚と支承の設計を行う場合にはⅡ種地盤の入力により解析を行うのが実用的である。桁端の遊間の設計等を行う場合に必要となる桁の変位を求める場合には、Ⅱ種ｔⅢ種地盤上で解析されたそれぞれの変位を荷重平均すればよい。

・　時刻歴応答解析に用いる波形はⅡ種地盤とⅢ種地盤で別々に設定するのではなく両種地盤に共通の基盤を考えて、基盤には同一の波を入力し、それぞれの成層構造の影響によって変形された波がそれぞれの地盤上の橋脚に作用するように計算するように計算するように計算するのが良い。

・　時刻歴応答解析結果と比較すると震度法は十分安全側である。また、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤にまたがる橋梁であっても、免震設計されていれば地盤条件の変化の影響は小さいと考えられる。

④　延長1kmの桁超多径間免震橋についてかけ違い部と橋台部の桁がかり幅は2.2mを要することが明らかになった。

⑤　場所打ちＰＣ桁多径間連続橋の施工実績を調査し、超多径間免震橋への適用性を検討した。その結果、固定支保工架設工法、移動支保工架設工法、押し出し架設工法が適用性があると判断された。次に、支承の施工法として３種予備せん断を与える方法を選定検討し、さらに施工中の仮固定方法についても留意事項を整理した。

5.4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究

(1) 平成3年度の研究内容

① 既設橋梁への適用方針および設計手法・条件の整理と体系化

② 適用可能性補足検討および試設計

③ 動的解析による免震装置の効果と安全性の検証

④ 免震装置の施工法及び構造細目の検討

(2) 平成3年度の研究成果

上記各項目の成果はそれぞれ次のようにまとめられる。

① 既設橋梁への適用方針および設計手法・条件の整理と体系化

既設橋梁に対して免震装置を適用するケースとして、下部構造の耐震補強と単純桁の連続化をとりあげ。適用を検討する場合の考え方を明らかにした。さらに、具体の設計、照査の手順をフローチャートとして示した。

② 適用可能性補足及び試設計

下部構造については、耐震設計上の地盤種別の相違と免震装置の設定固有周期の相違に着目して、それらが耐震補強の効果に及ぼす影響を試算により明らかにした。また、設計マニュアル（案）に準拠した設計を行い、実用可能性を確かめた。

単純桁の連続化に対する適用については、地盤種別に応じた可能な連続径間長について試算検討を行った。併せて、連結構造と支点反力との関係を検討し適正な連続化方法を提案した。

③ 動的解析による免震装置の効果と安全性の検証

下部構造の耐震補強については、②でまとめた試設計の成果に対して設計マニュアル（案）に規定されたＬ－１，Ｌ－２入力に対する加速度応答スペクトルを用いて動的解析を行い、免震効果と安全性の検証を行った。

単純桁の連続化の場合については、Ⅱ種地盤上の鋼鈑桁の７径間連続形式の構造を対象に、上記の下部構造の耐震補強の場合と同様な考え方で動的解析を行い、実施可能性に問題のないことを確認した。

④ 免震装置の施工法および構造細目の検討

供用中の橋梁の支承の免震装置への取り替えおよび単純桁の連続化の施工法、手順をまとめるとともに構造細目の案を提示した。

IV. 3年間の研究成果

1．主要な研究成果

官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」として、平成元年度から平成3年度までの3カ年間に行なった研究成果の概要は、以下の通りである。

1） 道路橋用に優れた合計10種類の免震支承を開発するとともに、その設計法を提案した。これらに対しては、各社独自の試験以外に、土木研究所で同一載荷方法を用いた正負交番載荷実験を行い、まだ免震支承としての熟度にはいろいろなものがあるが、免震装置に要求される基本的なエネルギー吸収性能は確保されることを確認した。

2） 免震装置の機能を確認すると同時に、設計用の特性値を定めるための免震装置の標準特性試験方法を提案した。

3） ニュージーランドで開発されたノックオフ橋台の大型模型振動台実験を行い、その実用性を検討した。この結果、ノックオフ部が有効に機能するためにはノックオフ部のアンカー鉄筋を切断する必要があること等、多数の改良点が明らかになった。これをまとめて、改良型ノックオフ橋台とその設計法を提案した。

4） 橋軸方向と同時に橋軸直角方向にも移動可能な伸縮装置を新たに開発し、振動台加振実験によってその性能を確認した。

5） 模型橋を用いた振動台実験とその解析より、免震装置の履歴特性をバイリニアか、もしくは、等価線形化法でモデル化することにより、実用上十分な精度で免震橋の振動応答を解析的にシミュレートできることを明らかにした。

6） 免震設計の主眼を減衰性能の向上に置き、免震効果の一部を設計地震力の低減という形で取り入れた免震設計法を提案した。免震装置の減衰性能に応じて、震度法に用いる設計水平震度は10％まで、また、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度は30％まで低減することを提案した。

7） 免震設計の利用により、橋長1㎞級の超多径間連続橋が設計可能となることを明らかにした。

8） 免震設計を採用すると、地盤条件の違いや橋脚剛性の変化等の影響が免震装置により吸収されるため、橋軸方向に地盤条件、橋脚高さが変化する場合や曲線橋においても免震設計の適用性が高いこと、また、設計も簡単となることを明らかにした。

9） 既設橋の耐震補強や、単純桁橋の桁連結に免震設計が有効なことを明らかに

した。

10）「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」をとりまとめた。本研究を通して特に、以下の点を中心に抜本的に内容の充実を図った。

a）従来の鉛プラグ入り積層ゴム支承に、本研究で新たに開発した10種類の免震装置を加え、これをエネルギー吸収の原理別に仕分けした上で、それぞれに対する免震装置の設計法を提案し、4章として反映した。

b）免震装置の機能を確認するとともに、設計用の特性値を定めるための標準的な試験方法を提案し、7章として反映した。

c）免震装置の減衰定数に応じて、震度法では最大10%、地震時保有水平耐力法では最大30%の設計地震力の低減を図ることができる免震設計法を提案し3章に取り入れた。

d）免震設計を用いた耐震補強法及び単純桁の連続化法を提案し、それぞれ8章、9章に反映した。

2．研究発表

官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」として、平成元年度から平成３年度までの３カ年に行った研究成果を以下の通り、報告ならびに発表した。

①共同研究報告書

1) 建設省土木研究所及び民間28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その１）、共同研究報告書第44号、建設省土木研究所、平成２年３月

2) 建設省土木研究所及び民間28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２）、共同研究報告書第60号、建設省土木研究所、平成３年７月

3) 建設省土木研究所及び民間28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その３）、共同研究報告書第75号、建設省土木研究所、平成４年３月

4) 建設省土木研究所及び民間28社：道路橋の免震設計マニュアル(案)、共同研究報告書第75号、建設省土木研究所、平成４年10月

5) 官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」調査団：橋梁の免震設計に関する第１回日米ワークショップ・スタディーツアー参加報告書、平成３年12月

②橋梁の免震設計に関する第１回日米ワークショップ（Proc. 1st U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridge, National Center for Earthquake Engineering Research, State University Buffalo, Nov. 4 and 5, 1991)

1)Kawashima K., Hasegawa K. and Nagashima H. : A Perspective of Menshin Design for Highway Bridges in Japan

2)Suizu Y. : Development of Highway Damping Rubber Bearing for Menshin Bridges (Part1)

3)Kawashima K., Koshitohge M., Endo K., Yamada C. and Nishimoto T.: Development of Highway Damping Rubber Bearing for Menshin Bridges (Part2)

4)Nishikawa I., Katoh N., Itoh M. and Muramatsu Y. : Development of Highway Damping Rubber Bearing for Menshin Bridges (Part3)

5)Kawai N., Doro N. and Itoh M. and Miyauchi Y. : Development of

Textile Reinforced Rubber Bearing for Menshin Bridges

6)Takaku T., Shimada M., Tsumura N. and Izuma S. : Development of Roller-type Bearing for Menshin Bridges

7)Iguchi T. : Development of A Sliding Friction Damper

8)Kamiya H., Iizuka S. and Takei M. : Development of Steel Damper for Menshin Bridges

9)Kawashima K., Iseki J., Shimoda I. and Makiguchi Y. : Development of Viscous Damper for Menshin Bridges

10)Kawashima K., Hasegawa K., Nagashima H., Makiguchi Y. and Suizu Y. : Certification Test of Menshin Devices

11)Kikuchi T. and Goto Y. : Lateral Loading Tests of Knock-off Mechanism for Menshin Bridges

12)Ozaki D., Kimishima T. and Harada T. : Development of Finger Joint Movable in Transverse Direction for Menshin Bridges

13)Ozaki D. and Matumoto F. : Development of Falling-off Prevention Devices for Menshin Bridges

14)Hayashi A., Kikuchi T., Matsubara K., Koyama H. and Iseki J.: Design Concept of Falling-off Prevention Devices for Menshin Bridges

15)Shimada M., Dewa K. and Tamura T. : Bridges Modeling Method in Menshin Design

16)Takahashi K., Ozaki D., Matsubara K., Takagi K., Makiguchi Y. and Suizu Y. : Equivalent Linearizing Method of Menshin Devices

17)Sawauchi S., Hishilki Y. and Utsugi K. : Simplified Determination Method of Substructure Dimensions of Menshin Bridges

18)Hamazaki Y., Ohtani O. and Zui H. : Seismic Response Analysis Method of Menshin Bridges

19)Takeda T., Hishiki Y. and Okamoto H. : Effect of Dynamic Property of Menshin Devices and Stiffness of Substructures on Seismic Response of Menshin Bridges

20)Hirai T. : Effect of Nonlinearity of Bridge Columns on Seismic Response of Menshin Bridges

21)Hosoda N., Kaneko I. and Kurada K. : Seismic Response of Curved Continuous Menshin Bridges

22)Okado M., komuro M., Horikawa M. and Kuwahara F. : Comparative Design of A Steel Girder Bridge Using Three Different Bearing Systems

23)Goto Y., Tokunaga M., Yoshimura T. and Shintaku M. : Seismic Response of Multi-span Continuous Bridge with Deck Length of 1km

24)Mashiko H. and Fujiwara Y. : Application of Menshin Design to Bridges with Deck Length of 1,000m

25)Tamura T., Hirai M., Higuchi N. and Masuda S. : Application of Menshin Design to Seismic Retrofitting of Highway Bridge Substructures

26)Yanagihara M., Makiguchi Y. and Kawasaki I. : Application of Menshin Design to Seismic Retrofit of Exciting Bridges by Connecting Concrete Slabs of Adjacent Girders

27)Kawashima K.,Hasegawa K. and Nagashima H. : Experiment and Analysis on Seismic Response of Menshin Bridges

28)Hara k. and Matsuo Y. : Design and Construction of Miyagawa Bridge (First Menshin Bridge in Japan)

③橋梁の免震設計に関する第２回日米ワークショップ（Proc. 2nd U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Public works Research Institute, Dec. 7 and 8, 1992)

1)Kawashima K., Makiguchi Y., Suizu Y. and Endo K. : Approving Test

Procedure for Menshin Devices

2)Kawashima K., Endo K., Doro N., Sudoh C. and Nishikawa I. : Approving Test Results on Four High Damping Rubber Bearings

3)Kawashima K., Koshitoge M., Sudo C., Makiguchi Y. and Endo K. : Evaluation of Shear Modulus of High Damping Rubber Bearings and Lead Rubber Bearing during Low-Rate Load Reversals

4)Makiguchi Y., Endo K., Nishigaki K., Suizu Y. and Nishikawa I. : Dynamic Loading Facilities for High Energy Absorbing Rubber Bearings

5)Kawashima K. : Manual for Menshin Design of Highway Bridges

6)Goto Y., Kikuchi T., Kimishima A., Matsumoto S., Ozaki D. and Tsukamoto A. : Development of Expansion Joint, Stopper and Knock-off Abutment for Menshin Bridges

7)Kawashima K., Nagashima H., Masumoto, and Hara K. : Response Analysis of Miyagawa Bridge Based on A Measured Accelerations Record

8)Kawashima K. and Okado M. : A Design Example of A Highway Bridge Based on Manual of Menshin Design of Highway Bridges

④土木研究所報告

1)Gregory, A, MacRae、Kazuhiko, Kawasima : The Seismic Response of Bilinear Oscillators Using Japanese Earthquake Records、Vol.30、平成５年３月

2)川島一彦、長島博之、長谷川金二：免震橋の地震応答特性に関する研究、土木研究所報告、Vol.188、平成５年３月

⑤土木技術資料

1)川島一彦 ：地震に対して振動の少ない橋をつくる、土木技術資料,新しい技術情報 Vol.31-12、pp4～5、平成元年12月

2)川島一彦、長谷川金二、長島博之：道路橋用免震装置の一斉実験が行われる、土木技術資料,ニュース Vol.33-6、pp8～9、平成３年６月

3)川島一彦、長谷川金二、長島博之、池内武文：等価線形化法による免震橋の地震応答解析、土木技術資料 Vol.33-10、pp.43～50、平成３年10月
4)川島一彦、長谷川金二、長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表わした場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料、Vol.34-3、pp.46-53、平成４年５月
5)川島一彦、長島博之：ストッパー型落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料、作成中

⑥土木学会年次学術講演会

1)川島一彦、長谷川金二、長島博之、池内武文：等価線形化法による免震橋の地震応答解析、土木学会第45回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1246～1247、平成２年９月
2)川島一彦、長谷川金二、長島博之：道路橋の免震構造システムの開発、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1330～1331、平成３年９月
3)川島一彦、山本正明、尾崎大輔：道路橋における免震設計の基本事項について、第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1332～1333、平成３年９月
4)岡戸三夫、小室光治、堀川道広、河原史直：鋼免震橋の耐震性向上について、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部,pp.1334～1335、平成３年９月
5)宮原三夫、堀川道広、小室光治：超多径間連続鋼橋の免震設計の適用に関する研究、第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1336～1337、平成３年９月
6)平井正雄、竹田哲夫、益子博志：免震構造を採用したＰＣ橋の耐震性向上について、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1338～1339、平成３年９月
7)田村保、出羽克之、細田信道、高橋一成：免震橋梁の設計計算モデルに対する一考察、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1340～1341、平成３年９月
8)藤原保久、伊東靖、新井秀雄：１km級の超多径間連続ＰＣ免震橋の適用性に関する研究、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1342～1343、平成３年９月
9)日紫喜剛啓、尾崎大輔、河原史直：免震支承の特性および下部構造の剛性変化に伴うＰＣ橋の耐震性について、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1344～1345、平成３年９月
10)平井貞、杉本三千雄、田中芳行：橋脚の非線形性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響について、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1348～1349、平成３年９月
11)三藤正明、田村　保、中田雅章：地盤の非線形性を考慮した免震橋の地震応答解析、土木学会第46回年次学術講演会,第Ⅰ部、pp.1350～1351、平成３年９月
12)頭井洋、大谷修、浜崎義弘、櫛田賢一：鋼免震橋の耐震解析における解析手

法の違いが応答特性に及ぼす影響、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1352～1353、平成３年９月
13)佐藤晋、尾崎大輔、浦野和彦、武井正孝：道路橋に用いる免震装置の等価線形化手法の検討、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1354～1355、平成３年９月
14)川島一彦、長谷川金二、長島博之：免震橋模型の非線形地震応答シミュレーション、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1356～1357、平成３年９月
15)吉村隆、新宅正道、後藤洋三、徳永正博：位相差入力による超多径間連続免震橋の応答特性の検討、土木学会第46回年次講演会、第Ⅰ部、pp.1358～1359、平成３年９月
16)田中元章、桜井朋樹：免震橋における入力位相差による影響の検討、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1360-1361、平成３年９月
17)黒田孝貴、細田信道、金子誉：曲線免震連続橋の地震応答の分散性について、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1362～1363、平成３年９月
18)金子誉、細田信道、黒田孝貴：曲線免震連続橋の地震応答の方向性について、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1364～1365、平成３年９月
19)川畑篤敬、中村公信、高久達将：曲線橋と鋼性橋脚への免震構造の適用について、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1366～1367、平成３年９月
20)川島一彦、遠藤和夫、山田親文：橋梁用高減衰ゴム支承の開発、土木学会第46回年次学術講演会、第１部、pp.1378～1379、平成３年９月
21)宮内康宏、川島一彦：ＴＲ－ＲＢ（繊維補強ゴム支承）の開発、土木学会第46回年次学術講演会、第１部、pp.1380～1381、平成３年９月
22)長島博之、水津洋二、須藤千秋:道路橋免震用高減衰ゴム支承の動的特性、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1382～1383、平成３年９月
23)西川一郎、川島一彦、長島博之：道路橋用高減衰ゴム免震装置の特性評価、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1384～1385、平成３年９月
24)尾崎大輔、塚本敦之、松本史郎：免震橋用の落橋防止構造の開発、第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1386～1387、平成３年９月
25)林亜紀夫、伊関治郎、入澤徹、富田雅久、吉川一成：免震橋に用いる落橋防止装置の特性について(その１)、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1388～1389、平成３年年９月
26)浦野和彦、松原勝己、菊地敏男：免震橋に用いる落橋防止装置の特性について(その２)、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1390～1391、平成３年９月
27)川島一彦、長谷川金二、長島博之、牧口　豊、水津洋二：免震装置の実証試験方法の提案、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1392～1393、平成３年９月
28)菊池敏男、後藤洋三、黒岩正夫：ノックオフ機能付橋台の模型実験結果につ

いて、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1394～1395、平成３年９月
29)川島一彦、嶋田正大、津村直宜、出間進一：橋梁用ローラー型免震支承の開発、土木学会第46回年次学術講演会、第１部、pp.1396～1397、平成３年９月
30)宇津木一弘、日紫喜剛啓、出羽克之：免震橋梁における下部構造の設定法について、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1400～1401、平成３年９月
31)田村多佳志、樋口昇、増田真一：橋脚基礎の耐震補強に対する免震装置の適用性について、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1402～1403、平成３年９月
32)樋口昇、平井正雄、田村多佳志：ＲＣ橋脚の耐震補強に対する免震装置の適用性について、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.1404～1405、平成３年９月
33)神谷宏、飯塚信一、武井正孝：橋梁用鋼製ダンパー支承の特性、土木学会第46回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.976～977、平成３年９月
34)川島一彦、長島博之：道路橋の免震設計マニュアル（案）、土木学会第47回年次学術講演会、第第Ⅰ部、pp.728～729、平成４年９月
35)出羽克之、佐藤晋、岡戸三夫：道路橋の免震設計における初期検討法、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.730～731、平成４年９月
36)広中良和、沢内至武、：免震橋の設計における動的解析について、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.732～733、平成４年９月
37)岩崎秀明、川島一彦、長島博之：エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰の推定精度、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.734～735、平成４年９月
38)平井卓、杉本三千雄、広中良和：免震橋梁の橋脚、支承へのエネルギー配分について、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.736～737、平成４年９月
39)金子誉、細田信道、黒田考貴：曲線免震連続桁橋の等価線形化手法による地震応答解析、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.738～739、平成４年９月
40)樋口俊一、後藤洋三、菊地敏雄：ノックオフ装置裏込め材料の数値解析による検討、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.740～741、平成４年９月
41)塚本敦之、尾崎大輔、君島明男：免震橋梁用伸縮装置の開発に関する研究、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.746～747、平成４年９月
42)佐藤晋、尾崎大輔、松原勝己：高減衰積層ゴム支承のモデル化方法の検討、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.754～755、平成４年９月
43)越峠雅博、川島一彦、遠藤和夫：免震支承の緩速変形時の水平反力特性について、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.756～757、平成４年９月
44)水津洋二、川島一彦、須藤千秋：道路橋免震用高減衰ゴム支承の動的特性、

土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.758～759、平成４年９月
45)西川一郎、川島一彦、加藤直樹：道路橋用高減衰ゴム免震装置の特性評価、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.760～761、平成４年９月
46)田村多佳志、平井正雄、樋口昇：道路橋下部構造の耐震補強に対する免震装置の適用性について、土木学会第47回年次学術講演会、第Ⅰ部、pp.762～763、平成４年９月

⑦土木学会地震工学研究発表会
1)川島一彦、長谷川金二、長島博之：道路橋の免震構造システムの開発、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.505～508、平成３年７月
2)高橋一成、尾崎大輔、松原勝巳、高木　清、牧口　豊、水津洋二：道路橋の免震装置の等価線形化手法と特性値の設定方法について、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.509～512、平成３年７月
3)出羽克之、日紫岐剛啓、田村　保、細田信道、高橋一成、杉本三千雄：免震道路橋の下部構造の簡易設定手法、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.513～516、平成３年７月
4)後藤洋三、櫛田賢一、出羽克之、小室光治、藤原保久、頭井洋、宮原哲、入澤徹：１kmの連続桁長を有する超多径間連続橋の免震設計に関する研究、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.517～520、平成３年７月
5)金子誉、細田信道、黒田孝貴：曲線免震連続橋の地震応答性状について、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.521～524、平成３年９月
6)田中元章、桜井朋樹：免震橋における入力位相差による影響の検討、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.529-532、平成３年７月
7)尾崎大輔、塚本敦之、松本史郎：免震橋用の摩擦型すべり支承の開発、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.533～536、平成３年７月
8)尾崎大輔、塚本敦之、松本史郎：免震橋用の落橋防止構造の開発、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.541～544、平成３年７月
9)林亜紀夫、入澤徹、富田雅久、吉川一成、伊関治郎：免震橋に要求される落橋防止構造、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.545～548、平成３年７月
10)菊池敏男、後藤洋三、黒岩正夫：ノックオフ機能付橋台の模型振動実験結果について、第21回地震工学研究発表会講演概要、pp.549～552、平成３年７月

⑧その他
1)川島一彦：道路橋の免震設計技術の開発、土木学会誌 Vol.77-1、pp.19～21、平成４年１月
2)川島一彦：道路橋の免震・制震設計技術開発の現状、平成３年度土木研究所講演会講演集、pp.75～108、平成４年２月
3)水津洋二：高減衰免震ゴム支承、建設省近畿地方建設局近畿技術事務所 建設技術情報「新工法・新材料」、情報資料集voi.Ⅳ、平成４年６月

4)浜崎義弘、井上喜雄、大谷修、頭井洋：道路橋の免震設計における解析手法について、機械学会第４回計算力学講演会、平成３年１１月
5)浜崎義弘、井上喜雄、大谷修：道路橋の免震設計における動的解析手法、日本鉄鋼協会第123回講演大会 鋼構造部門、平成４年４月
6)Yozo Goto, Toshio Kikuchi and Yoshinao Ina : Development of knock-off abutment for base isolated bridges, Proceedings of the 10th World Conference of Earthquake Engineering, July1992（発表予定）
7)川島一彦、長島博之、坂入健：弾性固定方式を採用した５径間連続橋の地震応答特性、橋梁と基礎、Vol.26-3、pp.33～40、平成４年３月
8)川島一彦：道路橋における免震設計技術の現状と課題、橋梁、Vol.27-3、pp.2～11、平成３年３月

3．特許申請

本共同研究成果のうち、以下の５件については特許出願もしくは出願準備中である。

① 橋梁用免震支承

特許の内容：移動方向には揺動自在に荷重を支持する複数のローラーを配置し、下沓と底板との間に高減衰ゴムを固定し、復元力と減衰力を得ることを特徴とした橋梁用免震支承。

出　願　者：建設省 土木研究所長　岩崎　敏男
日本鋼管株式会社　山城　彬成
日本鋳造株式会社　西山　久信

出　願　日：平成３年４月１２日

出 願 番 号：特願 平 3-79520

② 橋梁用伸縮装置

特許の内容：地震時による橋軸方向及び橋軸直角方向の橋桁の動きに対応できる伸縮装置の構造。

出　願　者：建設省 土木研究所長　岩崎　敏男
大成建設株式会社　里見　泰男
日本鋳造株式会社　西山　久信

出　願　日：平成３年６月１１日

出 願 番 号：特願平3-139229

③ 道路橋用ノックオフ構造（その１）

特許の内容：アンカー鉄筋を有した道路橋用ノックオフ構造において、ノックオフ部の鉄筋部にカッターを配設し、けたの押圧力を利用してアンカー鉄筋を切断することを特徴とする道路橋用ノックオフ構造。

出　願　者：建設省土木研究所長　岩崎　敏男
パシフィックコンサルタンツ株式会社　宮口　尹秀
株式会社大林組　津室　隆夫
日本鋼管株式会社　山城　彬成
日本鋳造株式会社　西山　久信
大成建設株式会社　里見　泰男
株式会社間組　本田　茂
オイレス工業株式会社　岸園　司
東京ファブリック工業株式会社　清水惣一郎

出　願　日：平成４年４月２３日

出 願 番 号：特願平4-104224

④ 道路橋用ノックオフ構造（その２）

特許の内容：道路橋用ノックオフ構造において、橋台とノックオフ部との間にすべり支承を配設するとともに、橋台とノックオフ部とを鉛直方向に配設した鋼棒で結合し、ノックオフ部の移動側に空間部又は緩衝装置を備えたことを特徴とする道路橋用ノックオフ構造。

出　願　者：建設省土木研究所長　岩崎　敏男
パシフィックコンサルタンツ株式会社　宮口　尹秀
株式会社大林組　津室　隆夫
日本鋼管株式会社　山城　彬成
日本鋳造株式会社　西山　久信
大成建設株式会社　里見　泰男
株式会社間組　本田　茂
オイレス工業株式会社　岸園　司
東京ファブリック工業株式会社　清水惣一郎

出　願　日：平成４年４月２３日

出 願 番 号：特願平4-104225

⑤橋梁用水平反力分散支承

特許の内容：移動方向には揺動自在に荷重を支持するローラーを配置し、下沓と底板との間にゴムを固定し、復元力を得ることを特徴とした橋梁用水平反力分散支承。

出　願　者：建設省土木研究所長　住吉　幸彦
日本鋼管株式会社　三吉　俊吉
日本鋳造株式会社　阪本　英一

出　願　日：平成４年１０月９日

出 願 番 号：特願平4-269807

付　　録

議　事　録

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第5回　連絡会　議事録（要旨）

日　時：平成3年　7月22日　　（月）　　15：00～17：20

場　所：建設省土木研究所　8F会議室

出席者：建設大臣官房：技術調査官　中谷昌一

建設省土木研究所：　河野　宏，戸塚良二，小幡　宏，川島一彦，長谷川金二，長島博之

民側研究担当：　竹田哲夫，沢内至武（鹿島建設），出羽克之，嶋田　稜（清水建設），後藤洋三，菊地敏男，伊奈義直（大林組），太田　弘，金子　誉（熊谷組）田中芳行，永山　毅，平井　卓（竹中土木・竹中工務店），松原勝己，浦野和彦（間組），神谷　宏（西松建設），益子博志（住友建設），平井正雄，田村多佳志（三井建設），田村　保（五洋建設），高橋一成，佐藤晋（奥村組），塚本敦之，尾崎大輔，松本史郎（大成建設，東京ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ工業）君島昭男，出間進一（日本鋳造），田中元章，橋本和夫，吉永　（石川島磨重工業），高久達将，川畑篤敬（日本鋼管），大谷　修（神戸製鋼所），森谷博明（日本製鋼所），牧口　豊，伊関治郎，佐々木浩介（オイレス工業），遠藤和夫，西本達生（横浜ゴム），西垣静雄，土呂信行（東洋ゴム工業），水津洋二，佐藤　直（ブリヂストン），西川一郎（昭和電線電纜），林亜紀夫，入澤　徹（パシフィックコンサルタンツ），佐伯光昭，川崎　巌（日本技術開発），岡戸三夫，横岡武之（新構造技術）

〔議事次第〕

1．挨　拶

(1) 建設省大臣官房技術調査官　　中谷技術調査官

(2) 土木研究所研究調査官　　河野研究調査官

2．出席者紹介

3．議　事

(1) 平成2年度共同研究成果の概要

(2) 共同研究の実施体制

(3) 平成3年度研究計画

(4) 道路橋の免震設計法マニュアル（案）

(5) その他

〔提出資料〕

1．資料5－1　道路橋の免震構造システムの開発第に関する共同研究報告書（その2）
平成3年7月

2．資料5－2　特許出願について

3．資料5－3　官民連帯共同研究実施体制（案）

4．資料5－4　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」（1．橋梁用免震装置の開発に関する研究）平成3年度研究計画書（案）

5．資料5－5　「　〃　」（2．免震用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究）平成3年度研究計画書（案）

6．資料5－6　「　〃　」（3．免震設計法の開発に関する研究）平成3年度研究計画書（案）

7．資料5－7　「　〃　」（4．免震設計の適用に関する研究）平成3年度研究計画書（案）

8．資料5－8　道路橋の免震設計法マニュアル（案）について

9．資料5－9　運営スケジュール（案）

10．資料5－10　「道路橋の免震構造システムの開発」（橋梁用免震装置の開発および伸縮装置・落橋防止構造の開発）に関する共同研究協定書（案）

11．資料5－11　「　〃　」（免震設計法の開発および免震設計の適用）に関する共同研究協定書（案）

12．資料5－12免震設計に関する日米ワークショップ発表論文リスト

〔主な議事〕

1．資料5－3研究実施体制（案）の中に免震設計法マニュアル（案）作成ワーキンググループと日米ワークショップワーキンググループを加える。

2．平成3年度の研究計画（案）は3．2章を除き原案通り承認された。3．2章については、実施内容について不明確な点があるので、これについては土木研究所と打ち合わせの上、決定するものとする。

3．1章の研究内容を免震設計法マニュアル（案）に示す場合には、研究開発が進んでいるものは詳細に示すが、現段階で研究が十分進展していないものについてはさらに検討を要する等の説明を加えた上で記述する。

4．免震設計法マニュアル（案）は3年間の研究内容の1部であり、行政的に拘束力のない研究レポートである。

5．ノックオフ装置の実験結果では、裏込め地盤の大きな破壊が見られたが、地盤が破壊しない方法はないか ➡ 裏込め地盤は一般の地震でも沈下することもあるので、桁が被害を受けるよりも地盤に多少の破壊があってもよいのではないか。

6．支承部等の耐久性としては、50年程度を設計耐用年数として想定している。

7．共同研究協定書（案）について訂正等があれば２～３日中に土木研究所まで連絡する。

8．日米橋梁免震ワークショップの原稿は７月末日までに土木研究所へ提出する。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」

第6回　連絡会　議事録（要旨）

日　時：平成4年　3月23日　（月）　15：00～16：50

場　所：建設省土木研究所　8F会議室

出席者：建設省大臣官房：技術調査官　中谷昌一

建設省土木研究所：飯島　尚，末次忠司，小幡　宏，川島一彦，長島博之，運上茂樹，岩崎秀明
Mohsen Sultan

民側研究担当　：久保田翼，沢内至武，竹田哲夫（鹿島建設）、出羽克之（清水建設）、後藤洋三，菊地敏男，伊奈義直（大林組）、池田　弘，細田信道，金子　誉（熊谷組）、田中芳行，杉本三千雄，平井　卓（竹中土木・竹中工務店）、松原勝己，浦野和彦（間組）、神谷　宏（西松建設）、益子博志，藤原保久（住友建設）、平井正雄，田村多佳志，樋口　昇（三井建設）、三藤正明（五洋建設）、高橋一成，佐藤　晋，水谷善行（奥村組）、尾崎大輔，塚本敦之，松本史郎（大成建設，東京ﾌｧﾌﾞﾘｯｸ工業）、君島昭男，出間進一（日本鋳造）田中元章，桜井朋樹（石川島磨重工業）、島田正大，川畑篤敬（日本鋼管）浜崎義弘（神戸製鋼所）、加勢川正治，松田次郎（日本製鋼所）、伊関治郎牧口　豊（オイレス工業）、遠藤和夫，越峠雅博（横浜ゴム）、西垣静雄（東洋ゴム工業）、水津洋二，佐藤　直，須藤千秋（ブリヂストン）、配野英朗（ビービーエム）、西川一郎（昭和電線電纜），林亜紀夫，藤本　洋，富田雅久（パシフィックコンサルタンツ）、駒田智久，川崎　巌，増田真一（日本技術開発）、岡戸三夫（新構造技術）

〔議事次第〕

1．挨拶

(1)建設省大臣官房　中谷技術調査官

(2)土木研究所　飯島企画部長

(3)民側代表　後藤幹事

2．出席者紹介

3．議事

(1) 前回議事録の確認

(2) 平成3年度共同研究成果の概要

a) 橋梁用免震装置の開発に関する研究

b) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

c) 免震設計法の開発に関する研究

d) 免震設計の適用に関する研究

(3) 3ヵ年の共同研究成果の概要

(4) 道路橋の免震設計法マニュアル（案）の概要

(5) その他

[資料]

資料 6－1 第5回連絡会議事録（案）

6－2－(1) 平成3年度道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（案）

(2) 平成3年度研究成果（橋梁用の免震装置の開発に関する研究）

(3) 〃 （免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究）

(4) 〃 （免震設計法の開発に関する研究）

(5) 〃 （免震設計の適用に関する研究）

6－3 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究成果の概要

6－4 道路橋の免震設計法マニュアル（案）

[議事]

1．免震設計を適用するのがよいのかどうかの簡単な判定方法はあるか ➡ マニュアル（案）の第1章に免震設計が適用できる条件を示しているので、これによって判断すればよいと考えられる。なお、Ⅲ種地盤上の橋に対する免震設計の適用は個別に判断する必要がある。

2．免震装置を設計する場合、装置の特性を判定できる指標はあるか ➡ マニュアル（案）の添付資料に各装置の特徴をつけ加える。

3．本共同研究の最終成果として免震設計法マニュアル（案）をまとめる。これについては、平成4年度中に講習会を開催して普及を図る。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に研究」

第9回合同幹事会　議事録（要旨）

日　時；平成3年　5月31日　　（金）　　10：00～12：45

場　所；土研センター

出席者：建設省土木研究所：長谷川金二，長島博之

民側研究担当　　：後藤洋三，菊地敏男，伊奈義直（大林組）、沢内至武，日紫喜剛啓（鹿島建設）、出羽克之（清水建設）、田中芳行，杉本三千雄（竹中工務店・竹中土木）、高橋一成（奥村組）、尾崎大輔，塚本敦之（大成建設・東京ファブリック）、水津洋二，須藤千秋（ブリヂストン）、伊関治郎，牧口　豊（オイレス工業）、林亜紀夫，吉川一成（パシフィックコンサルタンツ）、佐伯光昭，川崎　巌（日本技術開発），岡戸三夫（新構造技術）

（敬称略）

［資料］

幹9－1　　第1グループ平成3年度研究計画

幹9－2－1　“第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究のうち免震橋用伸縮装置の開発”平成3年度研究計画（案）

幹9－2－2　“第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究のうち落橋防止装置の開発”平成3年度研究計画（案）

幹9－3－1　“3．1章　免震設計の基本方針に関する研究”平成3年度研究計画（案）

幹9－3－2　“3．2章　動的解析法の開発に関する研究”　〃

幹9－3－3　“3．3章　免震設計の設計法に関する研究”　〃

幹9－3－4　“3．4章　簡易設計法の開発に関する研究”　〃

幹9－3－5　“3．5章　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究”
平成3年度研究計画（案）

幹9－4－1　“4．1章ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究”　〃

幹9－4－2　“4．2章　鋼橋に対する免震設計に関する研究”　〃

幹9－4－3　“4．3章　超多径間連続橋の免震設計に関する研究”　〃

幹9－4－4　“4．4章　耐震補強に対する免震設計に関する研究”　〃

幹9－5－1　平成3年度の共同研究体制スケジュール（案）　〃

幹9－5－2　道路橋の免震設計法マニュアル作成スケジュール（案）　〃

幹9－6－1　平成3年度報告書等の印刷費について

幹9－6－2　各種会場使用料一覧表

幹9－6－3　日米ワークショップへ投稿する論文名（案）

[議事]

1．平成3年度の研究計画

（1）第1章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

・実証試験方法はマニュアル（案）に載せ、装置の開発に関するものは報告書に載せる。

（2）第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発に関する研究

・実験結果で参考になる部分はマニュアル（案）の添付資料とする。

・2章の幹事会社は3．5章との連携を強化するため、今年度より3．5章へも参加する。

・1章，2章の成果は来年度から実際に使用されることを念頭に取りまとめる。

（3）第3章　免震設計法の開発の関する研究，第4章　免震設計法の適用に関する研究

・3章，4章はマニュアル（案）の基本方針が決まらないと研究が進まない部分がある。6月中にマニュアル（案）作成のワーキンググループを発足させる。

・今年度作成するマニュアル（案）はガイドライン（案）を基本に、これまでの成果をつけ加えたものとする。ただし、この共同研究で明確になった点と不明確な点をはっきりさせる。

2．マニュアル（案）作成のワーキング

・ワーキンググループの幹事は沢内（鹿島建設）、副幹事は牧口（オイレス工業）とし、この他5名程度がメンバーに加わることとする。ワーキンググループの構成は7月の合同幹事会で承認を得る。

・マニュアル（案）作成ワーキンググループはマニュアル案本文の作成も含めた全般を担当する。

3．日米ワークショップ

・ワークショップに投稿する論文は6月末までに土木研究所まで提出する。7月中に論文の内容の検討会を開く。

4．その他

・本共同研究の成果は各機関が積極的に外部に発表する。ただし、発表の際には、共同研究実施要領に従い土木研究所と共同研究参加各社の了解をとる。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に研究」

第１０回合同幹事会議事録（要旨）

日　時；平成３年１２月２５日　（水）　１６：５５～１８：１０

場　所；コスモフォーラム

出席者：建設省土木研究所：長島博之

民側研究担当　：後藤洋三，菊地敏男（大林組），沢内至武，広中良和，岡本裕昭（鹿島建設），出羽克之（清水建設），平井　卓（竹中工務店・竹中土木），高橋一成，佐藤　晋（奥村組），尾崎大輔，塚本敦之（大成建設），水津洋二，須藤千秋（ブリヂストン），伊関治郎，牧口　豊（オイレス工業），林亜紀夫，富田雅久（パシフィックコンサルタンツ），佐伯光昭，増田真一（日本技術開発），岡戸三夫（新構造技術）

（敬称略）

［資料］

幹10－１　第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究の目次（案）ならびに研究内容の概要

幹10－２　第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究の目次（案）ならびに研究内容の概要

幹10－3-1　第３章　免震設計法の開発に関する研究の目次（案）

幹10－3-2　3.2 章　動的解析法の開発に関する研究の目次（案）

幹10－3-3　3.3 章　免震設計の設計法に関する研究の目次（案）

幹10－3-4　3.5 章　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究の目次（案）

幹10－4-1　4.1 章　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究の目次（案）

幹10－4-2　4.2 章　鋼橋に対する免震設計に関する研究の目次（案）

幹10－4-3　4.3 章　超多径間連続橋の免震設計に関する研究の目次（案）

幹10－4-4　4.4 章　耐震補強に対する免震設計に関する研究目次（案）

［議事］

（１）平成３年度用報告書の目次とその内容について、各担当幹事から説明があった。

（２）マニュアル（案）作成W．G．から提案のあった設計震度の低減に関しては、年度報告書の内容にも関連する。そのため、各章幹事は各研究項目の担当会社との連絡を徹底し、年度報告書の内容に反映する。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に研究」

第１１回合同幹事会議事録（要旨）

日　時；平成４年　３月１２日　　（木）　　１９：２０～２１：００

場　所；コスモフォーラム

出席者：建設省土木研究所：川島一彦，長島博之，岩崎秀明

民側研究担当　　：後藤洋三，菊地敏男（大林組），沢内至武，広中良和，岡本裕昭（鹿島建設），出羽克之（清水建設），杉本三千雄，平井　卓（竹中工務店・竹中土木），高橋一成，佐藤　晋（奥村組），尾崎大輔，塚本敦之（大成建設），水津洋二，須藤千秋（ブリヂストン），伊関治郎，牧口　豊（オイレス工業），林亜紀夫，入沢　徹（パシフィックコンサルタンツ），佐伯光昭，増田真一（日本技術開発），岡戸三夫（新構造技術）

（敬称略）

［資料］

幹11－１	道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その３）の全体構成、目次案
幹11－２	第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究の目次（案）ならびに研究内容の概要
幹11－3-1	第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究
幹11－3-2	2.1 章　免震橋用の伸縮装置の開発の報告書
幹11－3-3	2.2 章　免震橋用の落橋防止構造の開発の報告書（案）
幹11－4-1	第３章　免震設計法の開発に関する研究の概要
幹11－4-2	3.1 章　免震設計の基本方針に関する研究の報告書（案）
幹11－4-3	3.2 章　動的解析ほうの開発に関する研究報告書（案）
幹11－4-4	3.3 章　免震設計の設計法に関する研究の報告書（案）
幹11－4-5	3.4 章　簡易設計法の開発に関する研究の報告書（案）
幹11－4-6	3.5 章　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究の概要
幹11－5-1	4.1 章　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究の目次（案）ならびに概要
幹11－5-2	4.2 章　鋼橋に対する免震設計に関する研究の目次（案）ならびに概要
幹11－5-3	4.3 章　超多径間連続橋の免震設計に関する研究の報告書（案）
幹11－5-4	4.4 章　耐震補強に対する免震設計に関する研究の目次（案）ならびに概要

[議事]

（1）3.2章で実施している橋脚の非線形を考慮したパラメトリックスタディーにおいて、免震支承と橋脚の剛性比は実在のものを反映しているか ➡ 計算結果を理解しやすいように実在の橋から離れたモデル化になっている所がある。実在の橋を想定したパラメトリックスタディーをさらに進め、次回のマニュアル（案）ワーキングの時に報告する。

（2）平成3年度の共同研究で得られた成果については、土木学会年次学術講演会等に積極的に発表する。

（3）共同研究報告書とマニュアル（案）の完成はそれぞれ7月と9月を目標とする。

（4）橋梁の免震設計に関する第2回日米ワークショップが本年12月上旬に開催される見込みである。

参 考 文 献

参考文献リスト

第１章［資料原本保管：オイレス工業㈱］

1)国土開発技術センター：道路橋の免震設計ガイドライン（案）、平成元年３月

2)松尾，大石：宮川橋の設計と施工、橋梁と基礎、Vol.25 No.2,1991

3)建設省土木研究所他29社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究（その１）」、土木研究所 共同研究報告書 第44号、平成２年３月

4)建設省土木研究所他28社：「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究（その２）」、土木研究所 共同研究報告書 第60号、平成３年７月

第２章　［資料原本保管：大成建設㈱］

２．１

1)１．-4)に掲載

2)(社)日本道路協会:アスファルト舗装要綱、昭和63年度版

3)１．-1)に掲載

4)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編　平成２年２月

5)C.van der Poel: “A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data”, J.Appl. Chem.4(1954)221

6)AASHTO:The AASHO Interim Guides for Design of Rigid and Flexible Pavement, AASHO, 1961, 1972, 1981, 1986.

7)Til, C.J.V.etal:Evaluation of AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures, NCHRP Report 128, 1972.

8)アスファルト、No.155, 日本アスファルト協会

9)Foryth, R. A.:AASHTO design concepts, Engineering 21st Century Highways, Proc. of a Conference ASCE, pp.20～25, 1989.

10)F.Bonnaure et al:A new Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, AAPT, 36 pp91(1977)

11)H.L VON QUINTUS, J.A.SCHEROCMAN, C.S.HUGHES and T.W.KENNEDY:NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT 338, “ASPHALT-AGGREGATE MIXTURE ANALYSIS SYSTEM” TRANSPORTATION RESEARCH BOARD NATIONAL RESERCH COUNCIL WASHINGTON, D.C. MARCH 1991

12)阿部洋一，上島　壮，菅原照雄：短い載荷時間におけるアスファルト合材の粘弾性について，土木学会第22回年次学術講演会，Ⅳ部門，PP97-1～97-4,1967年

13)森吉昭博，上島壮，菅原照雄：曲げ試験から求めたアスファルト合材の強さおよびスティフネスについて，土木学会第23回年次学術講演会講演集，第Ⅳ部，PP299～300，1968年

14)菅原照雄：アスファルト混合物の力学的性状について，土木学会論文集，第207号，PP73～81，1972年11月

15)笠原　篤，上島　壮，菅原照雄：共振法によるアスファルトおよびアスファルト混合物の動的粘弾性，土木学会論文報告集，第208号，PP77～84,1972年12月

16)笠原　篤，菅原照雄：アスファルト混合物の動的応答に関する研究，土木学会論文報告集，第215号，PP75～82，1973年7月

17)笠原　篤，他：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用，土木学会論文報告集，第254号，PP107～117，1976年10月

18)笠原　篤，菅原照雄：アスファルト合材の動的応答と疲労について，道路建設 No.295，PP43～53，1978年8月

19) 南雲，阿部，安崎，飯田著：道路舗装の設計、山海堂

20)（社）日本セメント協会：舗装に関するAASHTO指針、1986年版

21)（社）日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧、昭和45年４月

22)日本道路公団：設計要領第二集、平成２年７月

23)１.-1)に掲載

24)１.-3)に掲載

25)１.-4)に掲載

26)Ozaki D.,Kimishima,T. and Harada,T.:Development of Finger Joint Movable in Transverse Direction for Menshin Bridses, Proc. U.S-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems of Highway Bridges,National Center for Earthquake Engineering Reseach, Buffalo,New York, 1991.9

２．２

1)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、平成２年２月

2)１.-1)に掲載

3)１.-3)に掲載

4)１.-4)に掲載

5)尾崎大輔，塚本敦之，松本史郎：免震橋用の落橋防止構造の開発、第21回地震工学研究発表会　講演概要 No.140,pp541～544,平成３年７月

6)Daisuke Ozaki,Humio Mastumoto:Development of Falling-off Prevetion Devices for Menshin Bridges, First US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridge.

7)尾崎大輔，塚本敦之，松本史郎：免震橋用の落橋防止構造の開発、第46回年次学術講演会、第１部、pp1386～1387，平成３年９月

第３章

３．１［資料原本保管：大成建設㈱］

1) 日本建築学会：免震構造設計指針　1989年

2) ２．２-1)に掲載

3) １．-1)に掲載

4) 川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の耐震および免震設計技術，橋梁と基礎　1989年　2 月

5) １．-3)に掲載

6) １．-4)に掲載

7) 建設省土木研究所資料：第2232号、ＲＣ橋脚の動的耐力に対する実験的研究（その１）
昭和60年８月

8) 建設省土木研究所資料：第2266号、大地震に対するＲＣ橋脚の耐震設計法に関する研究（その１）
昭和60年12月

9) 建設省土木研究所資料：第2279号、ＲＣ橋脚の動的耐力に対する実験的研究（その２）
昭和61年 1月

10) 建設省土木研究所資料：第2408号、ＲＣ橋脚の動的耐力および変形性能に関する研究（その１）
昭和61年 7月

11) 建設省土木研究所資料：第2504号、ＲＣ橋脚の動的耐力に関する実験的研究（その３）
昭和62年 7月

３．２［資料原本保管：㈱竹中工務店］

1) 安井譲，石川理都子，高野真一郎，栗本修：有限要素法による不整形地盤の斜め入射波解析（その１）、大林組技術研究所報、No.39，1989

2) 大槻明，渡辺浩平，竹脇尚信：不整形地盤における二次元建屋地盤系液状化解析、土木学会論文集第368 号／I-5，1986年 4月

3) 野田茂，中根宏行，佐瀬毅，森本巌：不整形地盤の振動特性の解析、土木学会第46回年次学術講演会平成３年９月

4) １．-4) に掲載

5) Penzen,J.: Elasto-plastic response of idealized multi-stroy structures subjected to a strong motion earthquake, Proc.of 2nd WCEE,1960

6) 小山達彦，川島一彦，長谷川金二：等価エネルギー法の適用性に関する検討、第18回土木学会地震工学研究発表会、1985年

7) Veletsos,A. and Newmark,N.M.：Effect of inelastic behavior on response of simple system to earthquake motion. Proc.of 2nd WCEE, 1960

8) ２．２-1) に掲載

9) 家村浩和，山田善一，Willam tanzo，野村武司：橋梁における免震支承の地震エネルギー分担率、第21回　土木学会地震工学研究発表会、平成３年
10) １．-4) に掲載
11) 荒川直士，川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その１）水平２成分合成の影響、土木研究所資料，第1765号、昭和57年 3月
12) ２．２-1) に掲載
13) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その４）最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討、土木研究所資料，第1993号、昭和58年 3月
14) 谷口秀之，高橋陽一，中野修，金子学：温根沼大橋における強震記録の解析、土木学会第21回地震工学研究発表会　平成３年７月
15) 川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす斜め方向載荷の影響、土木技術資料、第33巻、第 8号、平成３年

３．３［資料原本保管：㈱奥村組］

1) （財）土木研究センター：「道路橋の免震設計マニュアル（案）」1992.4
2) １．-1))に掲載
3) ２．２-1)に掲載
4) １．-2)に掲載

３．４［資料原本保管：清水建設㈱］

1) １．-1))に掲載
2) １．-4)に掲載
3) ２．２-1)に掲載
4) ３．３-1)に掲載

３．５［資料原本保管：パシフィックコンサルタンツ㈱］

1) １．-4)に掲載
2) ２．１-2)に掲載
3) １．-1)に掲載
4) ２．１-4)に掲載
5) ２．１-5)に掲載
6) ２．１-6)に掲載
7) ２．１-7)に掲載
8) ２．１-8)に掲載

9) ２．１-9)に掲載

10) ２．１-10)に掲載

11) ２．１-11)に掲載

12) ２．１-12)に掲載

13) ２．１-14)に掲載

14) ２．１-15)に掲載

15) ２．１-16)に掲載

16) ２．１-17)に掲載

17) ２．１-18)に掲載

３．６［資料原本保管：建設省土木研究所］

1)川島一彦，長谷川金二，長島博之，池内武文：等価線形法による免震橋の地震応答解析、土木技術資料 Vol.33-10, 平成３年10月

2)川島一彦，長谷川金二，吉田武史，山内博，小坂寛巳：免震橋の振動特性に関する模型振動実験、土木技術資料 Vol.30-10, 昭和63年10月

3)川島一彦，長谷川金二，長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料 Vol.34-5, pp.46-53、平成４年５月

4)川島一彦，長島博之：ストッパー型落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料 投稿中

5)川島一彦：免震発展技術の発展と今後の展望、土木学会論文集 研究展望，昭和63年10月

6)川島一彦，長島博之，坂入健：弾性固定方式を採用した５径間連続橋の応答特性、橋梁と基礎，Vol.26-3 平成４年３月

7)Gregory A.MacRae, Kazuhiko Kawashima:The Seismic Response of Bilinear Oscillators Using Japanese Earthquake Records,Journal of Research PWRI, 投稿中

第４章

４．４［資料原本保管：日本技術開発㈱］

1)（社）日本橋梁建設協会：支承部補修工事施工の手引き、昭和59年６月

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その３)

共同研究報告書
第75号平成４年10月
建設省土木研究所耐震研究室

本報告書は建設省土木研究所と表記28社との共同研究として平成元年度から平成３年度に研究を実施した「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について，平成３年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究は，道路橋に免震設計を適用して耐震性を向上させるとともに，経済性にも優れた設計を実現できるようにするため，道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的としており，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の２つから構成されている。

平成３年度は①橋梁用免震装置に関する研究，②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究，③免震設計方法の開発に関する研究，④免震設計の適用に関する研究の４グループに別れて，全体で18項目の研究を行なった。本報告書はこれらの研究成果をとりまとめたものである。

また，平成３年度は本共同研究の最終年度に当たることから，３年間の研究成果を具体的な免震設計技術に反映すべく，道路橋の免震設計法マニュアル(案)としてとりまとめた。さらに平成３年９月にはUJNR耐風耐震構造専門部会の活動の一環として，橋梁の免震設計に関する第１回日米ワークショップを開催し，本共同研究のそれまでの成果を発表し，合わせて米国内の免震橋の調査を行なった。

キーワード：道路橋，耐震設計，免震設計，免震装置，伸縮装置，落橋防止構造，高減衰ゴム支承，摩擦型ダンパー，粘性ダンパー，リンク支承，ＰＣ橋，鋼橋，多径間連続橋，耐震補強

郵便はがき

41円切手をはって下さい

〒305-□□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室　御中

No. 164

No. 164

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第　75　号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印

共同研究報告書第 75 号

建設省土木研究所
5.4.19
図書館

055

共同研究報告書
整理番号第75号

道路橋の免震構造システムの開発に関する

共同研究報告書(その3)

—道路橋の免震設計法マニュアル(案)—

平成4年10月

建設省土木研究所耐震研究室
鹿島建設株式会社
清水建設株式会社
株式会社大林組
株式会社熊谷組
株式会社竹中土木
株式会社竹中工務店
株式会社間組
西松建設株式会社
住友建設株式会社
三井建設株式会社
五洋建設株式会社
株式会社奥村組
大成建設株式会社
東京ファブリック工業株式会社
日本鋳造株式会社
石川島播磨重工業株式会社
日本鋼管株式会社
株式会社神戸製鋼所
株式会社日本製鋼所
オイレス工業株式会社
横浜ゴム株式会社
東洋ゴム工業株式会社
株式会社ブリヂストン
株式会社ビー・ビー・エム
昭和電線電纜株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
日本技術開発株式会社
新構造技術株式会社

Copyright © (1992) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書

整理番号第75号

道路橋の免震構造システムの開発に関する

共同研究報告書(その3)

—道路橋の免震設計法マニュアル(案)—

平成4年10月

建設省土木研究所耐震研究室長　川島一彦

鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部長　久保田翼

清水建設㈱土木本部設計第一部　課長　出羽克之

㈱大林組技術研究所土木第五研究室長　後藤洋三

㈱熊谷組技術研究所土木構造研究部長　池田　弘

㈱竹中土木技術開発本部専門係長　田中芳行

㈱竹中工務店技術研究所主席研究員　鈴木善雄

㈱間組技術研究所副所長　山口靖紀

西松建設㈱技術研究部原子力室副課長　阿世賀宏

住友建設㈱土木部設計第二課長代理　新井英雄

三井建設㈱技術研究所主席研究員　平井正雄

五洋建設㈱技術研究所主任研究員　三藤正明

㈱奥村組技術開発部土木技術課長　竹内幹雄

大成建設㈱土木本部土木設計部主任　平林　隆

東京ファブリック工業㈱技術部技師補　松本史郎

日本鋳造㈱鋼構造事業部設計部次長　君島昭男

石川島播磨重工業㈱橋梁設計部課長　杉崎　守

日本鋼管㈱鋼構造建設部橋梁設計室長　高久達将

㈱神戸製鋼所機械研究所主任研究員　頭井　洋

㈱日本製鋼所室蘭製作所鉄構橋梁部　加勢川正治

オイレス工業㈱技術二部主任技師　牧口　豊

横浜ゴム㈱FB第2プロジェクト部長　浅見道郎

東洋ゴム工業㈱化工品開発技術副部長　河合孝夫

㈱ブリヂストン研究開発第2本部主査　水津洋二

㈱ビー・ビー・エム製造部生産技術部長　井口　篤

昭和電線電纜㈱特品部次長　清水一弥

パシフィックコンサルタンツ㈱　林亜紀夫

日本技術開発㈱土木本部地震防災室長　佐伯光昭

新構造技術㈱専務取締役　横岡武之

(いずれも代表者のみ記す)

要旨：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その３）
道路橋の免震設計法マニュアル（案）

本報告書は建設省土木研究所と表記28社との共同研究として平成元年度から平成３年度にかけて研究を実施した「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について，その最終成果を「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」としてとりまとめたものである。

本共同研究は，道路橋に免震設計を適用して耐震性を向上させるとともに，経済性にも優れた設計を実現出来るようにするため，道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的とし，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発および免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発および免震設計の適用）」の２つから構成されている。

本共同研究では，①橋梁用免震装置に関する研究，②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究，③免震設計方法の開発に関する研究，④免震度設計の適用に関する研究の４グループに分かれて，全体で18項目の研究を行った。本報告書はこれらの研究成果を「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」としてとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，耐震設計，免震設計，免震装置，伸縮装置，落橋防止構造，高減衰ゴム支承，摩擦型ダンパー，鋼製ダンパー，粘性ダンパー，リンク支承，ＰＣ橋，鋼橋，多径間連続橋，耐震補強，免震設計法マニュアル（案）

はじめに

我が国は，世界第１級の地震国であり，諸施設の設計にあたっては耐震性に対する十分な配慮が必要とされている。道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために十分な安全性が要求されているが，なかでも，道路橋はいったん被災した場合の影響が大きく，復旧に多大な日数を要することから，適切な耐震性を有することが求められている。

近年，「耐震設計」に代わり，主に建築の分野で「免震設計」が注目を浴びている。免震設計とは，アイソレータで柔らかく構造物を支持し，長周期化を図るとともに，ダンパーによりエネルギー吸収性能を上げ，構造物の地震時振動を低減しようという設計法である。すでに，ニュージーランド，米国，イタリア等の諸外国では，道路橋に対して免震設計を積極的に取り入れて地震力を大幅に低減したり，既存橋の耐震補強に利用されている。さらに，免震設計を用いることにより，非常に大きな地震が生じたとしても，橋にはほとんど損傷を生じさせないような設計も可能になると期待されている。

我が国においても，今後橋に対する免震設計の利用が進んでくると考えられるが，我が国では，ニュージーランド，米国，イタリア等に比較して一回り大きな地震が生じ得ること，また，建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから，道路橋に免震設計を採用するためには，我が国の道路橋のおかれた特性に適した免震設計法の開発が必要とされている。そこで，我が国の道路橋に適した免震設計手法および橋梁用の免震装置の開発を官民が協力して行うことを目的として，平成元年より３ヶ年計画で本研究に着手し，この度，３ヵ年の研究成果を「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」としてとりまとめたものである。

マニュアル（案）の中では，免震設計の基本的な考え方の他，免震支承の設計法，免震装置の性能確認試験法，動的解析，構造細目等を示している。これらは，３年間にわたる今回の共同研究の中で開発された様々な技術をもとに，我が国の耐震設計の現状をも勘案して，我が国独自の免震設計法として提案したものである。

ただし，本マニュアル（案）は，利用の便を考慮してマニュアルふうにまとめただけで，道路橋示方書や設計指針等のように建設省が行政上通達する技術基準ではないので，このような点に注意した上で，免震設計の参考にしていただきたい。なお，マニュアル（案）の中では，橋のエネルギー吸収性能に基づいて設計地震力を低減することを提案しているが，これについては，当面研究上の提案であるので，地震力に関しては道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編によらなければならない。

最後に，本マニュアル（案）が今後の道路橋の免震設計の理解に役立てば，共同研究に参加した担当者一同の幸いと存じる次第である。

平成４年３月

道路橋の免震構造システムに関する
共同研究　代表研究者
建設省土木研究所　耐震研究室長
川　島　一　彦

共同研究担当者名簿

機　関	氏　名	所　属	担当年度
建設省土木研究所	川島一彦	耐震研究室　室長	
	長谷川金二	耐震研究室　主任研究員	1，2
	運上茂樹	耐震研究室　主任研究員	2，3
	長島博之	耐震研究室　研究員	
鹿島建設㈱	久保田翼	土木設計本部　設計技術部　部長	
	沢内至武	土木設計本部　設計技術部　次長	2，3
	山本正明	土木設計本部　設計技術部　課長	1，2
	広中良和	土木設計本部　設計技術部	3
	内藤静男	土木設計本部　第二設計部　設計主査	1，3
	日紫喜剛啓	土木設計本部　第二設計部　設計主査	1，2
	岡本裕昭	土木設計本部　第二設計部	1，3
	宇津木一弘	土木設計本部　第二設計部	2
	竹田哲夫	技術研究所　第一研究部　第2研究室　室長	
	一宮利通	技術研究所　第一研究部　第2研究室	2，3
清水建設㈱	斎藤一郎	土木本部　設計第一部　部長	
	吉澤耿介	土木本部　設計第一部　課長	1
	出羽克之	土木本部　設計第一部　課長	
	嶋田穣	土木本部　設計第一部　主任	3
	古川禎一	土木本部　設計第一部	1，2
	森下裕	土木本部　設計第一部	3
	和田孝史	技術開発本部　土木技術開発部　課長	
	竹脇尚信	大崎研究室　主席研究員	2
	新宅正道	大崎研究室	2
㈱大林組	後藤洋三	技術研究所　土木第五研究室　室長	
	澤野耕二	土木技術本部　設計第三部　課長	1，2
	古賀政二郎	土木技術本部　設計第三部　課長	
	伊奈義直	土木技術本部　設計第三部　課長	1，2
	中村嶽	技術研究所　構造第二研究室　主任研究員	1，2
	菊地敏男	技術研究所　土木第五研究室　副主任研究員	
	川東修一	土木技術本部　設計第三部	1
	榊原直樹	土木技術本部　設計第三部	2，3
㈱熊谷組	池田弘	技術研究所　副所長	
	細田信道	技術研究所　土木構造研究部　主任研究員	
	金子誉	技術研究所　土木構造研究部　研究員	
	宇波邦宣	技術研究所　土木構造研究部　研究員	1，2
	原論	技術研究所　土木構造研究部　研究員	3

機　関	氏　名	所　属	担当年度
㈱竹中土木	田中芳行	技術開発部本部　技術開発部　専門係長	
	瀬尾正志	東京本店技術部　技術課　技術係長	
	平井　卓	竹中技術研究所　研究員	
㈱竹中工務店	鈴木善雄	技術研究所　主席研究員	
	杉本三千雄	技術研究所　主任研究員	
	恒川裕史	技術研究所　研究員	1
㈱間組	山口靖紀	技術研究所　所長	
	脇田和試	技術研究所　研究第一部第三課　課長	1，2
	松原勝己	技術研究所　研究第一部第二研究室主任研究員	
	小出敏弘	技術研究所　研究第二部第二課　研究員	
	平沢賢治	技術研究所　研究第一部第三課　研究員	1
	浦野和彦	技術研究所　研究第一部第三課　研究員	2，3
西松建設㈱	神谷　宏	技術研究所　環境研究課　課長	
	阿佐賀　宏	技術研究所　構造研究課　課長	
	戸松征夫	技術研究所　環境研究課　課長	
	土橋吉輝	土木技術課　主任研究員	1
	牧野　清	技術研究所　環境研究課　主任研究員	
	高木　清	土木設計部　設計課　主任技術者	
	飯塚信一	技術研究所　原子力課　研究員	
	小林孝至	技術研究所　構造研究課　研究員	2，3
	武井正孝	技術研究所　土木技術課　研究員	
住友建設㈱	則久芳行	土木設計部　次長	1，2
	板井栄次	土木設計部　設計第二課　課長	
	新井英雄	土木設計部　設計第二課　副課長	
	益子博志	土木設計部　設計第二課　課長代	
	藤原保久	土木設計部　設計第二課　主任	
	内田誠二郎	土木設計部　設計第二課	
	田端智哉	土木設計部　設計第二課	
	藤田　学	技術研究所　副課長	1
三井建設㈱	平井正雄	技術開発本部　技術研究所第一研究開発室　主任研究員	
	菊池道夫	土木本部　土木設計部　設計第二課　課長	
	樋口　昇	土木本部　土木設計部　設計第二課　主任	
	田村多佳志	土木本部　土木設計部　設計第二課	

機　関	氏　名	所　属	担当年度
五洋建設㈱	有富範伊	技術研究所土木技術開発室　主席研究員	3
	三藤正明	技術研究所土木技術開発室　主席研究員代理	
	田村保	技術研究所土木技術開発室　主任研究員	
	中田雅章	技術研究所土木技術開発室　主任研究員	3
㈱奥村組	竹内幹雄	技術本部　次長	
	高橋一成	技術開発部　土木技術課　主任	
	佐藤晋	技術開発部　土木技術課	
	有井孝典	筑波研究所　構造研究室　主任研究員	
大成建設㈱	平林隆	土木設計部　主任	1
	尾崎大輔	土木設計部　構造第一設計室　係長	2，3
	塚本敦之	土木設計部　構造第一設計室	2，3
	横山正義	技術研究所　主任研究員	
	久野雅祥	技術研究所　主任研究員	
東京ファブリック工業㈱	松本史郎	技術部　技師補	
	吉川忠男	技術部　技手	
石川島播磨重工業㈱	杉崎守	橋梁設計部　品質管理部　部長	
	橋本和夫	橋梁設計部　設計部　課長	
	柳原正浩	橋梁設計部　設計部　部員	
	山内桂	橋梁設計部　設計部　部員	2
	田中元章	技術研究所　振動研究部　主任研究員	
	桜井朋樹	技術研究所　振動研究部　研究員	2，3
日本鋼管㈱	高久達将	橋梁建設部　橋梁設計室　室長	
	嶋田正大	橋梁建設部　長大橋室　室長	
	中村公信	橋梁建設部　橋梁設計室　主任部員	
	津村直宣	応用技術研究所　耐風構造研究室　主任部員	
日本鋳造㈱	君島昭男	鋼構造事業部　次長	
	原田孝志	鋼構造事業部　部員	
	出間進一	鋼構造事業部　設計部　課長	
	小山博	鋼構造事業部　設計部　係長	
㈱神戸製鋼所	大谷修	機械研究所　主任研究員	3
	頭井洋	機械研究所　主任研究員	1，2
	浜崎義弘	機械研究所　研究員	
	青野信尹	橋梁工場　技術室　室長	3
	楠田賢一	鉄構橋梁部　主任部員	1，2

機　関	氏　名	所　属	担当年度
㈱日本製鋼所	村井正光	室蘭製作所　室蘭研究所　特機材料研究部課長	
	加勢川正治	室蘭製作所　鉄構機器橋梁部設計Ｇｒ．係長	
	別所俊彦	室蘭製作所　鉄構機器橋梁部設計Ｇｒ．	
オイレス工業㈱	伊関治郎	技術二部　部長	
	牧口豊	技術二部　主任技師	
	下田郁夫	技術二部　開発課長	
	長田修一	技術二部	
	佐々木浩介	技術二部	
横浜ゴム㈱	浅見道朗	MB技術開発センター　FB第２ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ　部長	1，2
	鈴木基之	MB技術開発センター　FB第２ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ　部長	3
	遠藤和夫	MB販売本部土木市場商品開発ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ﾘｰﾀﾞｰ	
	山田親文	複合商品事業部ｴﾝｼﾞﾆﾔｰﾄﾞﾌﾟﾛﾀﾞｸﾂ 技術部担当部長	
	島ノ江哲	複合商品事業部ｴﾝｼﾞﾆﾔｰﾄﾞﾌﾟﾛﾀﾞｸﾂ 技術部担当部員	3
	森恒二郎	MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　担当課長	1
	西本達生	MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　担当課長	2，3
	越峠雅博	MB技術開発ｾﾝﾀｰ　MB材料技術部　部員	
東洋ゴム工業㈱	西垣静雄	高機能商品販売部開発リーダー	
	野村真一郎	産業資材技術部　部長	1
	河合孝夫	産業資材技術部　部長	
	片山恭宏	技術開発研究所　課長	2，3
	宮内康宏	技術開発研究所　研究員	
	佐々木頼孝	技術開発研究所　研究員	
	土呂信行	産業資材技術部　課長代理	
	千藤和成	産業資材技術部　課長代理	1，2
	山形聡樹	産業資材技術部　技術部員	
㈱ブリヂストン	水津洋二	研究開発第２本部　研究開発第７ｸﾞﾙｰﾌﾟ　課長	
	深堀美英	研究開発第２本部　研究開発第８ｸﾞﾙｰﾌﾟ　部長	
	須藤千秋	土木・海洋商品開発部　課長補佐	
	森川尚一	研究開発第２本部　研究開発第７ｸﾞﾙｰﾌﾟ課長補佐	2，3
	鈴木重信	研究開発第２本部　研究開発第７ｸﾞﾙｰﾌﾟ研究員	
	佐藤直	化成品開発営業部　課長補佐	3

機　関	氏　名	所　属	担当年度
㈱ビービーエム	井口　篁	製造部　生産技術部　部長	
	井手義彦	設計部　設計技術部　部長	
	配野英郎	営業部　営業部（技術・開発）部長	
	田中健司	設計部　設計技術部　係長	
昭和電線電纜㈱	清水一弥	特品部　次長	1
	山下博司	特品部　技術課　課長	1
	清水克美	特品部　技術課　係長	1
	西川一郎	成型除振部　次長	2，3
	加藤直樹	成型除振部　技術課　課員	2，3
	伊藤政治	情報通信研究部　材料研究室　主任研究員	2，3
	村松佳孝	情報通信研究部　材料研究室　研究員	2，3
パシフィック コンサルタンツ㈱	林　亜紀夫	構造部　主席調査役	
	入澤　徹	構造部　構造設計第一課　課長	
	富田雅久	大宮支社　構造課　主任	
	吉川一成	構造部　橋梁設計第一課　主任	
	伊東　靖	構造部　橋梁設計第一課　主任	
日本技術開発㈱	佐伯光昭	土木本部　地震防災室　室長	
	岸本俊雄	大阪支社　土木本部　構造部　部長	
	宮原　哲	大阪支社　土木本部　構造部　課長補佐	
	川崎　巌	土木本部　構造橋梁部　課長補佐	
	増田真一	土木本部　地震防災室　主任	
新構造技術㈱	横岡武之	専務取締役	
	岡戸三夫	土木設計部　部長代理	
	小室光治	土木設計部　課長	
	堀川道広	土木設計部　主任	
	河原史直	土木設計部　主任	

注）担当年度の記載のない担当者は平成元年～３年度の３カ年間を担当

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その３）
道路橋の免震設計法マニュアル（案）

目　　次

はじめに

共同研究参加者名簿

1章　総則 …… 3
1.1　適用の範囲 …… 3
1.2　用語の定義 …… 3
1.3　記号 …… 4

2章　免震設計の基本方針 …… 9

3章　免震設計 …… 11
3.1　一般 …… 11
3.2　震度法に用いる設計水平震度 …… 13
3.3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度 …… 13
3.4　免震装置の特性値 …… 14
3.4.1　免震装置の設計変位 …… 14
3.4.2　免震装置の等価剛性および等価減衰定数 …… 15
3.5　橋の固有周期の算出方法 …… 16
3.6　橋の減衰定数の算出方法 …… 17

4章　免震装置の設計 …… 19
4.1　設計の基本方針 …… 19
4.1.1　一般 …… 19
4.1.2　免震装置の動的特性 …… 19
4.1.3　免震装置の静的特性 …… 21
4.2　積層ゴム支承の設計 …… 21
4.2.1　一般 …… 21
4.2.2　使用材料 …… 22
4.2.3　設計に用いる物理定数および許容応力度 …… 23
4.2.4　積層ゴム支承の設計 …… 24
4.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計 …… 29
4.3.1　一般 …… 29
4.3.2　鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性 …… 29
4.3.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性 …… 31
4.3.4　鉛プラグの形状 …… 31
4.4　高減衰積層ゴム支承の設計 …… 31
4.4.1　一般 …… 31

4.4.2 高減衰積層ゴム支承の動的特性 …… 32
4.4.3 高減衰積層ゴム支承の静的特性 …… 35
4.5 鋼製ダンパーの設計 …… 35
4.5.1 一般 …… 35
4.5.2 鋼製ダンパーの動的特性 …… 35
4.5.3 鋼製ダンパーの静的特性 …… 37
4.6 摩擦ダンパーの設計 …… 37
4.6.1 一般 …… 37
4.6.2 摩擦ダンパーの動的特性 …… 37
4.6.3 摩擦ダンパーの静的特性 …… 41
4.7 粘性ダンパーの設計 …… 41
4.7.1 一般 …… 41
4.7.2 粘性ダンパーの動的特性 …… 41
4.7.3 粘性ダンパーの静的特性 …… 43
4.8 ローラー型免震支承の設計 …… 43
4.8.1 一般 …… 43
4.8.2 高硬度ローラーの設計 …… 43
4.8.3 ローラー型免震支承の動的特性 …… 44
4.8.4 ローラー型免震支承の静的特性 …… 44

5章 動的解析による照査 …… 45
5.1 一般 …… 45
5.2 動的解析手法 …… 45
5.3 解析モデル …… 45
5.4 動的解析に用いる地震入力 …… 46
5.4.1 震度法の照査に用いる地震入力 …… 46
5.4.2 地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力 …… 48
5.5 安全性の照査 …… 49

6章 免震設計を用いる場合の構造細目 …… 50
6.1 一般 …… 50
6.2 けた端部の遊間 …… 50
6.3 落橋防止構造 …… 51
6.4 ノックオフ構造 …… 52
6.5 伸縮装置の構造細目 …… 54

7章 免震装置の性能確認試験方法 …… 55
7.1 一般 …… 55
7.2 免震装置の動的特性 …… 55
7.2.1 一般 …… 55
7.2.2 設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数を確認するための試験 …… 56
7.2.3 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位による50回の
正負連続くり返し載荷試験 …… 58
7.2.4 免震装置に生じる残留変位を確認するための試験 …… 58
7.2.5 常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験 …… 58

[1] くり返し載荷に対する安定性 …… 58
[2] 履歴経験に対する安定性 …… 60
[3] 支圧応力度の変化に対する安定性 …… 62
[4] 変形速度の変化に対する安定性 …… 63
[5] 静的予変位に対する安定性 …… 64
[6] 温度変化に対する安定性 …… 65
7.3 免震装置の静的特性 …… 67
7.3.1 一般 …… 67
7.3.2 温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する耐久性を確認するための試験 …… 67
7.3.3 クリープによる圧縮変形量を確認するための試験 …… 67
7.3.4 温度変化が－10℃時と＋40℃時の免震装置の等価剛性を確認するための試験 …… 68
7.3.5 クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性 …… 69

8章 免震設計を用いた耐震補強 …… 72

9章 免震設計を用いた単純桁の連続化 …… 73

参考資料－1 道路橋の免震設計の手順 …… 77

参考資料－2 免震装置の設計例 …… 81
2.1 まえがき …… 81
2.2 高減衰積層ゴム支承（その1，横浜ゴム㈱製免震支承） …… 82
2.3 高減衰積層ゴム支承（その2，東洋ゴム工業㈱製免震支承） …… 83
2.4 高減衰積層ゴム支承（その3，㈱ブリヂストン製免震支承） …… 85
2.5 高減衰積層ゴム支承（その4，昭和電線電纜㈱製免震支承） …… 89
2.6 摩擦（すべり）型ダンパー（その1，大成建設㈱＋東京ファブリック工業㈱製免震装置） …… 91
2.7 摩擦（すべり）型ダンパー（その2，㈱ビー・ビー・エム製免震装置） …… 93
2.8 鋼製ダンパー（西松建設㈱製免震装置） …… 95
2.9 高減衰ゴム付きローラー型免震支承（日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱製免震支承） …… 97
2.10 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）（オイレス工業㈱製免震支承） …… 99

参考資料－3 動的解析に関する検討例 …… 102
3.1 多点入力の影響に関する検討例 …… 102
3.2 橋脚の非線形性の影響に関する検討例 …… 105
3.3 曲線免震橋の曲率の影響に関する検討例 …… 109

参考資料－4 免震橋梁用伸縮装置および落橋防止装置 …… 111
4.1 ノックオフ装置 …… 111
4.2 伸縮装置（フィンガー方式） …… 115
4.3 落橋防止装置（アンカーバー方式） …… 122

参考資料－5 ＰＣ橋に対する免震設計の適用性 …… 127
5.1 ＰＣ免震橋梁の実績 …… 127
5.2 ＰＣ橋の耐震性と免震化のメリット …… 128
5.3 ＰＣ橋の耐震性向上に関する検討 …… 131

5. 4　ＰＣ免震橋の適用性に関する検討 …… 136

参考資料－６　鋼橋に対する免震設計の適用性 …… 141
6. 1　鋼免震橋の実績 …… 141
6. 2　鋼橋の免震化に適する橋梁形式 …… 143
6. 3　鋼橋の耐震性向上に関する検討 …… 145
6. 4　鋼免震橋の適用性に関する検討 …… 146
参考資料－７　超多径間連続橋に対する免震設計の適用性 …… 149
7. 1　超多径間連続橋の免震設計の特徴 …… 149
7. 2　超多径間ＰＣ連続桁橋への免震設計の適用性 …… 150
7. 3　超多径間曲線連続橋への免震設計の適用性 …… 157
7. 4　地盤条件が変化する地点における超多径間連続橋への免震設計の適用性 …… 166
7. 5　超多径間ＰＣ連続橋のかけ違い部の構造細目 …… 174
7. 6　超多径間ＰＣ免震橋の施工法 …… 175

参考資料－８　耐震補強に対する免震設計の適用性 …… 182
8. 1　免震設計を用いた耐震補強フロー …… 182
8. 2　免震設計を用いた耐震補強の特徴 …… 183
8. 3　既設道路橋に適用可能な免震装置 …… 183
8. 4　耐震補強に対する免震設計の適用性 …… 183

参考資料－９　単純げたの多径間連続化に対する免震設計の適用性 …… 192
9. 1　単純げたの連続化に関する実績 …… 192
9. 2　単純げたの連続化に対する免震設計の適用 …… 192
9. 3　試設計 …… 194
9. 4　施工方法 …… 200

参考資料－10　時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形例 …… 204

設計例－１　ＰＣ橋の試設計 …… 219
1. 1　モデル橋の概要 …… 219
1. 2　設計条件 …… 219
1. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… 222
1. 4　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討 …… 229
1. 5　震度法による設計 …… 236
1. 6　地震時保有水平耐力法による照査 …… 238
1. 7　構造細目 …… 243
1. 8　動的解析による照査 …… 247

設計例－２　鋼橋の試設計 …… 251
2. 1　モデル橋の概要 …… 251
2. 2　設計条件 …… 253
2. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定 …… 255
2. 4　震度法による設計 …… 265
2. 5　地震時保有水平耐力法による照査 …… 273

2. 6　構造細目 …… 280
2. 7　動的解析による照査 …… 284

設計例－3　耐震補強の試設計 …… 289
3. 1　耐震補強設計の概要 …… 289
3. 2　現況の耐震性の照査 …… 289
3. 3　免震装置を用いた耐震補強設計 …… 294

道路橋の免震設計法マニュアル(案)

1章　総　　則

1.1　適用の範囲

本マニュアル（案）は，免震装置を用いることにより，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の「8章　地震の影響の低減を期待する構造」に規定される「慣性力の低減を期待する構造」を採用する場合の耐震設計法および構造細目を示す。本マニュアル（案）に示されていない事項は，道路橋示方書によるものとする。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「8章　地震の影響の低減を期待する構造」には，上部構造の慣性力を分散させる構造と慣性力の低減を期待する構造の2つが規定されている。このうち，本マニュアル（案）は，慣性力の低減を期待する構造を対象としたものであり，免震装置を用いて橋の慣性力の低減を期待する場合の耐震設計法および構造細目を示す。

免震装置を用いた構造物の耐震設計には，定義のしかたにより非常に広範囲のものまでを含むが，本マニュアル（案）では，諸外国における免震設計の実情を考慮して，次の3つの条件を併せて満足する場合を対象としている。

1)　地震力がある一定値以上になると固有周期を長くし，地震力を低減するために，アイソレーターにより橋を柔らかく支持する。

2)　単に，長周期化しただけでは，地震時に橋に生じる変位が過大になることがあるため，ダンパーを併用して使用上問題とならないレベルにまで変位を低減する。

3)　風や制動荷重等常時作用する荷重により橋が有害な振動を生じないように抵抗力をもたせるために，ある一定以上の地震力が作用する以前には，アイソレーターもしくはダンパーに十分な剛性を持たせておく。

免震装置の利用には上記以外にもいろいろの考え方ができる。例えば，ゴム支承を用いて弾性支持することにより，慣性力の分散を図る際に，反力分散支承に替えて免震支承を使用するといった，従来からのわが国の慣行の延長上にある使い方もそのひとつである。

広範囲な利用を統一的に規定するには，わが国では橋に対する免震設計の適用がこれからの段階にあること，また，ここで意図しない利用方法に対する将来の技術開発の試みを阻害しないこと等を考慮し，ここでは上記の3条件にあてはまる場合を対象として，免震装置を用いて慣性力の低減を図る場合の道路橋の耐震設計法をマニュアル（案）として規定した。したがって，上記の3条件には合致しない免震装置の利用を図る場合には，別途の検討が必要である。

1.2　用語の定義

本マニュアルに用いる用語の意味は次の通りとする。

(1)　免震設計

免震装置を用いて橋の固有周期を長くするとともに，減衰性能の増大を図って慣性力の低減を期待する耐震設計

(2)　免震装置

アイソレーターとダンパーとから構成される装置の総称で，両者を一体にしたものと別々にしたものがある。アイソレーターとダンパーを一体とした免震装置は免震支承と呼ぶ。

(3)　アイソレーター

上部構造の重量を支持すると同時に，横方向には上部構造を柔らかく支持する装置で，主として積層ゴ

ム支承が用いられる。

(4) ダンパー
履歴減衰，粘性減衰などの原理によりエネルギーを吸収し橋の減衰性能を高める装置

(5) 免震装置（免震支承）の設計変位
免震設計で想定する免震装置の変位量

(6) 免震装置（免震支承）の有効設計変位
免震装置（免震支承）の等価剛性および等価減衰定数を定める際に用いる免震装置の変位

(7) 免震装置（免震支承）の等価剛性
免震装置（免震支承）の設計変位に対応する免震装置（免震支承）の割線剛性

(8) 免震装置（免震支承）の降伏荷重
免震装置（免震支承）の履歴特性がバイリニア型にモデル化できる場合に，二次剛性を延長した線と荷重軸が交わる点に相当する荷重

(9) 免震装置（免震支承）の等価減衰定数
免震装置（免震支承）のエネルギー吸収性能および免震装置（免震支承）が支持する上部構造の質量から定まる減衰定数

(10) 免震装置（免震支承）の最大残留変位
免震装置（免震支承）の設計変位から自由振動させた場合に残る残留変位

(11) 免震装置（免震支承）の可能変位
免震装置（免震支承）が破壊する事なく変形できる最大変位

(12) 免震装置（免震支承）の等価固有周期
免震装置（免震支承）の等価剛性および免震装置（免震支承）が支持する上部構造の質量から算出される固有周期

(13) 設計振動単位
地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系

(14) 固有周期
耐震設計上の地盤面から上の橋全体系としての固有周期で，設計振動単位ごとに求める。

1.3 記号

このマニュアル（案）では，構造物の設計計算に用いる記号を次のように定める。

A_P ：鉛の断面積 (cm^2)
A_R ：内部補強鋼板の面積から求めた積層ゴムの支圧面積 (cm^2)
A_{R0} ：支圧面積から温度変化など常時の荷重による変位に相当する面積を

控除した積層ゴムの有効支圧面積 (cm²)

A_{Re}：支圧面積から設計変位 u_B に相当する面積を控除した積層ゴムの地震時の有効支圧面積 (cm²)

C_{eq}：粘性ダンパーの等価粘性係数 (kgf・sec/cm)

C_j ：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第 j サイクル目の免震装置の粘性係数 (tf・sec/m)

C_m ：免震装置の平均粘性係数 (tf・sec/m)

$C(\gamma)$ ：せん断ひずみによる係数

c_B ：慣性力の非定常性を表す補正係数

c_D ：減衰定数別補正係数

c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数

c_G ：地盤別補正係数

c_I ：重要度別補正係数

c_R ：振動特性別補正係数

c_T ：固有周期別補正係数

c_Z ：地域別補正係数

D_P ：鉛プラグの直径 (cm)

D_R ：内部補強鋼板の直径 (cm)

E_0 ：ゴムの弾性係数 (kgf/cm²)

E_A ：ゴムの見かけの弾性係数 (kgf/cm²)

e ：自然対数

F ：免震装置の最大せん断力 (kgf)

F_0 ：緩速変形に対する免震装置の水平反力 (tf)

F_{25}：25%ひずみにおける3時間休止後の免震装置の水平反力 (tf)

F_{50}：50%ひずみにおける3時間休止後の免震装置の水平反力 (tf)

F_{max} ：設計最大速度時のダンパーの抵抗力 (kgf)

F_r ：摩擦ダンパーの摩擦力 (kgf)

F_s ：緩速変形による免震装置の水平せん断力 (kgf)

$F(u)$ ：免震装置に変位uを与えるのに必要な水平力 (tf)

f_s ：安全率

G ：ゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

G_1 ：免震支承の一次剛性に関するゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

G_2 ：免震支承の二次剛性に関するゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

G_s ：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

g ：重力の加速度 (cm/sec²)

H ：フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

H_B ：JIS Z 2243に規定するブリネル硬さ

H_P ：鉛プラグの高さ (cm)

h ：橋の減衰定数

h_B ：免震装置の等価減衰定数

h_{Bi}：i番目の免震装置の等価減衰定数

h_{Bj}：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第 j サイクル目の免震装置の等価減衰定数

h_{Bm}：免震装置の平均等価減衰定数

h_{Fui} ：i番目の基礎の併進の減衰定数

$h_{F\theta i}$ ：ｉ番目の基礎の回転の減衰定数
h_{Pi}：ｉ番目の下部構造の減衰定数
K_1 ：免震装置の一次剛性 (kgf/cm)
K_2 ：免震装置の二次剛性 (kgf/cm)
K_B ：免震装置の等価剛性 (kgf/cm)
K_{Bi}：ｉ番目の免震装置の等価剛性 (tf/m)
K_{Bj}：１０サイクルのくり返し載荷をした場合の第ｊサイクル目の免震装置の等価剛性 (tf/m)
K_{Bm}：免震装置の平均等価剛性 (tf/m)
K_d ：鋼製ダンパーの水平剛性 (kgf/cm)
K_{Fui} ：ｉ番目の基礎の併進ばね定数 (tf/m)
$K_{F\theta i}$ ：ｉ番目の基礎の回転ばね定数 (tf･m/radian)
K_H ：積層ゴム支承の等価剛性 (kgf/cm)
K_{Pi}：ｉ番目の下部構造の等価剛性 (tf/m)
K_s ：緩速変形時の免震装置の等価剛性 (kgf/cm)
K_V ：積層ゴム支承の鉛直剛性 (kgf/cm)
K_{ve}：地震時の鉛直剛性 (kgf/cm)
k_2 ：ローラーの許容荷重係数 (kgf/cm²)
k_h ：震度法に用いる設計水平震度
k_{h0}：震度法に用いる標準設計水平震度
k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度
k_{hc0} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値
k_{he}：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度
L ：伸縮桁長 (m)
L_A ：免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量 (m)
L_E ：伸縮装置の設計伸縮量 (m)
ℓ ：ローラーの接触長さ (cm)
Q ：水平力と水平変位の履歴曲線において，水平変位が零の場合の水平力 (tf)
Q_d ：免震装置の降伏荷重 (kgf)
Q_y ：免震装置の降伏力 (kgf)
q ：鉛のせん断応力度 (kgf/cm²)
q_0 ：免震支承の降伏荷重時の鉛のせん断応力度 (kgf/cm²)
R ：鉛直荷重 (kgf)
R_{Cc}：免震装置の粘性係数の変化率
R_{Cf}：変形速度の変化に対する免震装置の平均粘性係数
R_{CR}：履歴経験に対する免震装置の平均粘性係数の変化率
R_{Ct}：温度変化に対する免震装置の平均粘性係数の変化率
R_{Kb}：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{KC}：免震装置の等価剛性の変化率
R_{Kd}：静的予変位による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{Kf}：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{KR}：履歴経験による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_{Kt}：温度変化による免震装置の平均等価剛性の変化率
R_d ：死荷重反力 (kgf)
R_{hb}：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

R_{hc}：免震装置の等価減衰定数の変化率
R_{hd}：静的予変位による免震装置の平均等価減衰定数の変化率
R_{hf}：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価減衰定数
R_{hR}：履歴経験による免震装置の平均等価減衰定数の変化率
R_{ht}：温度変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率
R_i ：１本のローラーに作用する鉛直荷重 (kgf)
R_{max} ：最大支承反力 (kgf)
R_{min} ：最小支承反力 (kgf)
$R\mu_c$ ：免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_b$ ：支圧応力度の変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_f$ ：変形速度の変化に対する免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_R$ ：履歴経験に対する免震装置の平均摩擦係数の変化率
$R\mu_t$ ：温度変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率
r ：ローラーの半径 (cm)
S ：形状係数
S_1 ：震度法の照査のための応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル (gal)
S_2 ：地震時保有水平耐力法の照査のための応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル (gal)
S_{10}：震度法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル (gal)
S_{20}：地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル (gal)
S_B ：けた端部の遊間の長さ (cm)
S_E ：けた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さおよびかけ違い部のけた長さ (cm)
S_F ：落橋防止構造の遊間 (cm)
T ：橋の固有周期 (sec)
t_e ：ゴム一層の厚さ (cm)
t_s ：内部補強鋼板の厚さ (cm)
u_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位 (m)
u_{25}：25%ひずみに相当する免震装置の水平変位 (m)
u_{50}：50%ひずみに相当する免震装置の水平変位 (m)
u_B ：免震装置の設計変位 (cm)
u_{B1}，u_{B2}：隣接するけたにおける震度法に用いる免震装置の設計変位 (cm)
u_{Be}：免震装置の有効設計変位 (cm)
u_{Bi}：ｉ番目の免震装置の設計変位 (m)
u_{BR}：免震装置の残留変位 (cm)
u_d ：免震装置の静的予変位 (m)
u_i ：耐震設計上の地盤より上の上部構造および下部構造の重量を水平方向に作用させた場合の節点ｉにおける変位 (m)
u_{max} ：免震装置に与えた水平変位ｕの最大値 (m)
u_{min} ：免震装置に与えた水平変位ｕの最小値 (m)
u_s ：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位 (cm)
u_y ：鋼製ダンパーの降伏変位 (cm)
V ：加振速度 (m/sec)
V_c ：鉛直荷重 (tf)
V_{max} ：設計最大速度 (cm/sec)

W	：免震装置の弾性エネルギー	(tf・m)
W_u	：免震装置が水平力を分担する上部構造の重量	(tf)
W_i	：上部構造および下部構造の節点ｉの重量	(tf)
α	：内部補強剛板の短辺長ａあるいはｂとゴム総厚Σ t_e の比	
α_e	：ゴム一層の回転角	
β	：内部補強剛板の橋軸直角方向幅ｂを橋軸方向幅ａで除した値	
γ	：ゴムの有効せん断ひずみ	
γ_{0a}	：常時のゴムのせん断ひずみの許容値	
γ_{Ba}	：地震時のゴムのせん断ひずみの許容値	
γ_c	：鉛直荷重によるゴムの局部せん断ひずみ	
γ_R	：回転角によるゴムの局部せん断ひずみ	
γ_s	：水平変位によるゴムの局部せん断ひずみ	
γ_u	：ゴムの破断ひずみ	
δ_{100}	：１００時間後に生じる免震装置の鉛直変位	(mm)
δ_{1000}	：１０００時間後に生じる免震装置の鉛直変位	(mm)
δ_{CR}	：免震装置のクリープ変形量	(mm)
δ_v	：常時の鉛直変位	(cm)
δ_{ve}	：地震時の鉛直変位	(cm)
κ	：ゴムの硬度による補正係数	
μ	：許容塑性率，もしくは，摩擦係数	
μ_j	：１０サイクルのくり返し載荷をした場合の第ｊサイクルめの免震装置の摩擦係数	
μ_m	：免震装置の平均摩擦係数	
μ_s	：緩速変形に対する免震装置の摩擦係数	
Σ t_e	：ゴムの総厚	(cm)
Σ t_e	：ゴム系免震装置またはアイソレーターの有効厚さ	(m)
σ_c	：鉛直荷重による平均支圧応力度	(kgf/cm²)
σ_{cRa}	：座屈から決まる許容支圧応力度	(kgf/cm²)
σ_{max}	：最大支圧応力度	(kgf/cm²)
$\sigma_{max.a}$	：最大許容圧縮応力度	(kgf/cm²)
σ_{min}	：最小支圧応力度	(kgf/cm²)
σ_s	：内部補強鋼板の引張応力度	(kgf/cm²)
σ_{sa}	：内部補強鋼板の引張許容応力度	(kgf/cm²)
τ_0	：等価せん断応力	(kgf/cm²)
τ_d	：せん断ひずみが０の場合のせん断応力	(kgf/cm²)
τ_y	：降伏応力	(kgf/cm²)
$\triangle W$	：免震装置が１サイクル間に吸収するエネルギー	(tf・m)
$\triangle\sigma_a$	：許容圧縮応力度の振幅	(kgf/cm²)

本マニュアル（案）に示す記号を示したものである。これ以外の記号が用いられている箇所もあるが，これらについては当該記号が用いられている箇所にその定義を明示している。なお，同一記号であっても異なった単位が用いられている場合もあるが，これについても該当箇所では間違いのないように単位を示した。

2章　免震設計の基本方針

(1) 免震装置を用いた場合の橋の固有周期は，免震装置を用いない場合の橋の固有周期の２倍程度以上とするものとする。

(2) 免震設計を用いる場合には，上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように橋の固有周期を定めなければならない。

(3) 基礎周辺の土層が，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.7.4　土質定数を低減させる土層とその取扱い」に規定される土質定数を耐震設計上零にする土層に相当する場合には，免震設計を用いてはならない。

(4) 免震装置としては，簡単な機構で機能するものを選定すると同時に，力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。

(1) 橋の構造条件，基礎周辺の地盤条件等によって，免震設計が適している場合とそうでない場合がある。免震設計が適している橋の条件は，以下の通りである。

1) 地盤が健硬で，基礎周辺地盤が地震時に安定している場合
2) 下部構造の剛性が高く，橋の固有周期が特に長くない場合
3) 多径間連続橋

これらは，いずれも橋を長周期化することにより橋に作用する地震力の低減を期待しやすい条件である。反対に免震設計が適していない条件としては，次の場合がある。

1) 基礎周辺地盤が，地震時に不安定となる場合
2) 下部構造のたわみ性が大きく，もともと固有周期の長い橋
3) 基礎周辺の地盤が軟らかく，橋を長周期化することにより，かえって，地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合
4) 一部の支承に負反力が生ずる場合

下部構造の剛性の目安としては，免震装置を用いた場合の橋の固有周期が，免震装置を用いない場合の橋の固有周期の２倍程度以上にするのがよい。免震化された上部構造の固有周期と下部構造の固有周期がこの程度に離れていれば，上部構造と下部構造の連成振動の影響は小さく，橋に生じる変位は主として免震装置に集中する。反対に免震装置を用いた場合の橋の固有周期が，免震装置を用いない場合の橋の固有周期の２倍程度よりも短いと，免震装置に変形が集まらず，下部構造に変形が集中する可能性がある。このようになると，免震装置が有効に機能しないため，このようなことのないように設計しなければならない。ここで免震装置を用いた場合の橋の固有周期とは，「3.5　橋の固有周期の算出方法」に示す式（3.5.1）によって得られる固有周期であり，免震装置を用いない場合の橋の固有周期とは，全部の支承を固定支承とみなした場合の固有周期である。

(2) 免震設計は，固有周期の増大と減衰性能の向上により，慣性力の低減を図るものである。諸外国では，設計地震力をかなり短い固有周期から低減させている例もあるが，こうした諸外国に比較してわが国では，一般に地盤条件が軟質であり，また，長周期地震動の成分が卓越しやすい大規模地震が発生すること等の条件から，設計地震力が固有周期の 2/3乗に反比例して低下する固有周期は，Ⅰ種地盤では1.1秒，Ⅱ種地盤では1.3秒，Ⅲ種地盤では 1.5秒とされている。このため，こうした固有周期よりもさらに固有周期を長くとらないと長周期化による慣性力の低減は見込めない。

しかし，固有周期を長くとると，下部構造に対する上部構造の慣性力は減少するが，上部構造の地震時変位は増大する。したがって，上部構造の地震時変位の増大が設計上許容される範囲内におさまるように十分配慮

するものとし，過度に長周期化を図ってはならない。

(3) 橋の耐震性には，基礎周辺地盤の地震時安定性が大きな影響を与える。免震設計は，上下部構造間を軟らかく結合し，両者間に相対変位が生じやすくすることにより下部構造に作用する上部構造の慣性力の低減を図るものである。この結果，上下部構造の結合度が低下し，不静定次数が下がることになる。このため，基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合には，免震設計を用いてはならない。

基礎周辺地盤の地震時安定性として問題となるのは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3. 7　耐震設計上土質定数を低減させる土層」に規定される砂質土層の液状化とごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層である。ここでは地震時に地盤が不安定になる条件としては，土質定数を耐震設計上零とする土層とした。

(4) 免震装置の選定基準を示したものである。免震装置は以下の条件を満足するものでなければならない。

1) 簡単な機構で，完全に機能すること。また，力学的な挙動が明確な範囲で使用すること。

2) 地震動の継続時間中に安定して機能すること。

3 章　免震設計

3.1 一　般

(1) 免震装置は，震度法および地震時保有水平耐力法により所要の機能を保持するように設計しなければならない。

(2) 免震装置を用いた橋の設計は，道路橋示方書に従い震度法によって行うものとする。震度法により耐震設計した鉄筋コンクリート橋脚は，道路橋示方書に従い地震時保有水平耐力を照査する。

(3) 震度法に用いる設計水平震度は「3.2　震度法に用いる設計水平震度」の規定による。また，地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度は「3.3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水震度および等価設計水平震度」の規定による。

(4) (1), (2), (3)により設計された橋のうち地震時の挙動が複雑な橋は，動的解析により安全性を照査するのがよい。

(5) 免震設計に当っては，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」による他，「6章　免震設計を用いる場合の構造細目」の規定によらなければならない。

(1) 免震装置は震度法と地震時保有水平耐力法を併用して設計するものとした。なお，一般橋では，支承部の設計は震度法によっており，地震時保有水平耐力法による照査は行っていない。免震橋においては，免震装置は地震力を低減するために重要な構造要素であり，大正12年の関東大震災級の大地震に対しても十分な機能を保持する必要があることから，震度法に加えて地震時保有水平耐力法によって設計することとした。

(2) 免震装置を用いた橋の設計は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される震度法と地震時保有水平耐力法を併用して行うものと規定した。免震設計の基本的な考え方およびその意義は，震度法ではなく地震時保有水平耐力法によらなければならないことから，地震時保有水平耐力法だけで免震設計すべきだとの考え方もある。しかしながら，ニュージーランド，米国等の諸外国では，橋を構成する各部材の地震時のねばりを基本とした地震時保有水平耐力法が幅広く導入され，その一環として免震設計が位置付けられているのに対して，わが国では，鉄筋コンクリート橋脚については地震時保有水平耐力法に基づいて耐震性が照査されるが，その他の部材については，震度法によって耐震設計していることを考慮して，両者を併用するものとしたものである。

(3) 震度法による免震設計は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3章　耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件」，「4章　設計震度」および道路橋示方書Ⅳ下部構造編に基づいて行う。ただし，設計水平震度だけは，本マニュアル（案）の「3.2　震度法に用いる設計水平震度」の規定に基づくものとする。

地震時保有水平耐力法による免震設計は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5章　鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」の規定により行う。ただし，設計水平震度だけは，本マニュアル（案）「3.3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度」の規定によるものとする。

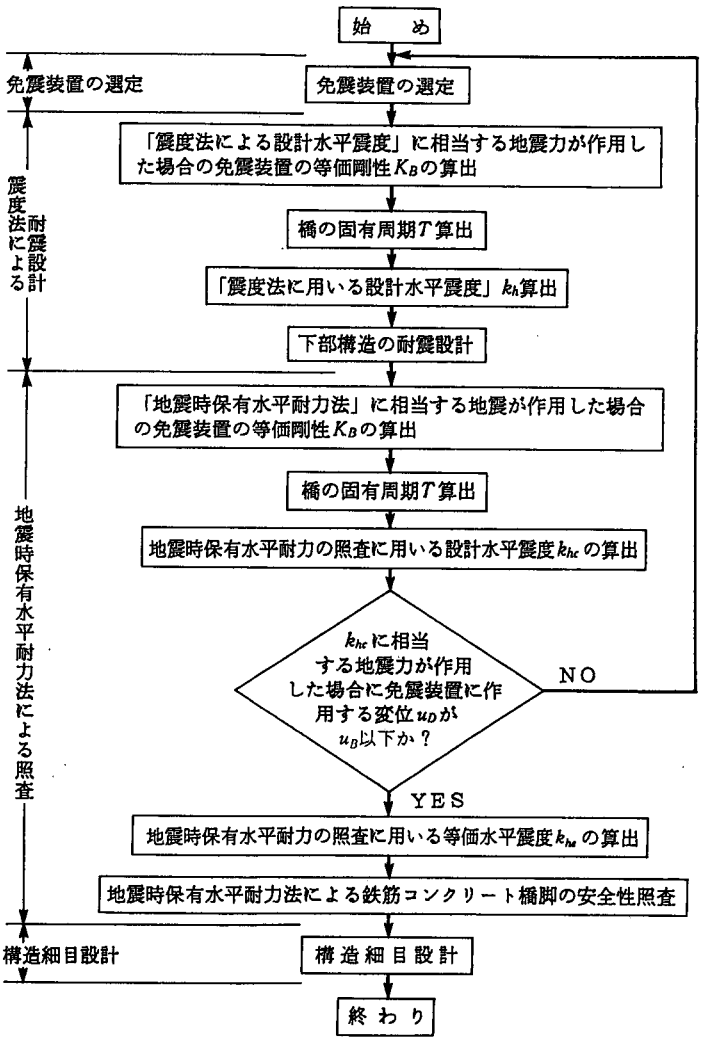
(4) 一般に免震装置の剛性は下部構造の剛性に比較して小さいため，免震装置を用いた橋では桁の併進が卓越した一次振動モードが支配的となる。このため，一般に免震装置を用いた橋では，動的解析を必要とするケースは少なく，静的計算法に基づく設計により耐震性を確保しうると判断される。

ただし，静的計算法では橋の振動特性を十分評価しがたいと判断される場合には，「5章　動的解析による照査」の規定に従って動的解析による安全性の照査をする。

(5) 耐震設計上の構造細目については，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」に規定されているが，免震橋の振動特性を考慮し，これに加えて，本マニュアル（案）「6章　免震設計を用いる場

合の構造細目」の規定に従って，構造的な検討と配慮をしなければならない。

図－解3.1.1は，免震設計の流れを示したものである。



図－解3.1.1　免震設計のフロー

3. 2　震度法に用いる設計水平震度

震度法に用いる設計水平震度 k_h は式（3.2.1）により算出するものとする。ただし，式（3.2.1）による値が0.1を下回る場合には0.1とする。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \qquad (3.2.1)$$

ただし，

$$c_T \cdot c_E \geqq 0.8 \qquad (3.2.2)$$

ここに，

k_h ：震度法に用いる設計水平震度（小数点以下3けたを四捨五入する）

k_{h0}：震度法の標準設計水平震度（0.2とする）

c_z ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される地域別補正係数

c_G ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される地盤別補正係数

c_I ：　道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される重要度別補正係数

c_T ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4. 3に規定される固有周期別補正係数

c_E ：3.6に規定する橋の減衰定数hに基づく補正係数で，表－3.2.1の値とする。

表－3.2.1　橋の減衰定数hに基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	橋の減衰定数 h に基づく補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$h \geqq 0.1$	0.9

なお，地震時土圧および地震時動水圧の算出に際しては，固有周期別補正係数 c_T，橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E は，ともに 1.0とする。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「4. 2　設計水平震度」の規定により，設計水平震度を求めることとした。橋の減衰定数hに基づく補正係数 c_E は，免震装置を用いることによりエネルギー吸収性能が向上し，橋の減衰定数が大きくなることによる上部構造の慣性力の低減を与えるための補正係数である。c_E は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「6. 3. 1　応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル」に規定される減衰定数別補正係数 c_D を参考に，減衰定数による橋の慣性力の低減を安全側に評価するように定めた。

なお，橋の減衰定数の向上および長周期化による地震力の低減の両者を組み合わせた設計水平震度の低減は，最大でも4/5 を下回ってはならないものとした。これは，わが国における免震設計の歴史が浅いことを考慮し，当面，免震設計を採用した場合でも耐震設計で考慮する設計水平震度を大きく下回らないようにという配慮から，設計水平震度の下限値を規定したものである。

3. 3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度および等価設計水平震度

(1)　地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度は式（3.3.1）により算出するものとする。ただし，式（3.3.1）による値が0.3を下回る場合には0.3とする。

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0} \qquad (3.3.1)$$

ここに，

k_{hc} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度（小数点以下３けたを四捨五入する）

k_{hc0} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度の標準値（1.0とする）

c_z ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.３に規定される地域別補正係数

c_I ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.３に規定される重要度別補正係数

c_R ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.3.２に規定される振動特性別補正係数

c_E ：3.６に規定する橋の減衰定数ｈに基づく補正係数で，表－3.3.１の値とする。

表－3.3.１　橋の減衰定数ｈに基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	橋の減衰定数 h に基づく補正係数 c_E
$h<0.1$	1.0
$0.1\leqq h<0.12$	0.9
$0.12\leqq h<0.15$	0.8
$0.15\leqq h$	0.7

(2)　地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度 k_{he}は，許容塑性率 μ に応じて式（3.3.２）により求めるものとする。

$$k_{he}=\frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu-1}} \qquad (3.3.2)$$

ここに，

k_{he}：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度（小数点以下３けたを四捨五入する）

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度で式（3.3.１）による。

μ　：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.3.１に規定される許容塑性率

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5.3.２　地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度」の規定を参考にして地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc}を規定した。橋の減衰定数 hに基づく補正係数 c_E は，3.６の規定により算出する橋の減衰定数ｈに基づいて，表－3.3.１により算出する。

3.４　免震装置の特性値

3.4.１　免震装置の設計変位

免震装置の設計変位 u_Bおよび免震装置の有効設計変位 u_{Be}は，それぞれ式（3.4.１）および式（3.4.２）により算出するものとする。

$$u_B=\begin{cases}\dfrac{k_h\cdot W_u}{K_B} & 〔震度法の場合〕\\ \dfrac{k_{hc}\cdot W_u}{K_B} & 〔地震時保有水平耐力法の場合〕\end{cases} \qquad (3.4.1)$$

$$u_{Be}=c_B\cdot u_B \qquad (3.4.2)$$

ここに，

u_B ：免震装置の設計変位(m)

u_{Be}：免震装置の有効設計変位(m)

k_h ：3. 2に規定する震度法に用いる設計水平震度
k_{hc}：3. 3に規定する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度
K_B ：免震装置の等価剛性(tf/m)
W_u ：免震装置が水平力を分担する上部構造の重量(tf)
c_B ：慣性力の非定常性を表わす補正係数（0.7とする）

免震装置は，一般に非線形な履歴特性を有するため，これを等価線形化法に置き直して設計するためには，免震装置に生じる変位を想定しなければならない。ここでは，震度法による免震設計では，3. 2に規定する慣性力が作用した場合に免震装置に生じる変位を，また，地震時保有水平耐力法による免震設計では，3. 3に規定する慣性力が作用した場合に免震装置に生じる変位を，それぞれ免震装置の設計変位 u_B とすることとした。

地震時に免震装置に生じる変位の時間的な変化は，地震動の特性によって変わるが，免震装置の等価剛性 K_B や等価減衰定数 h_B を定めるためには，免震装置に生じる最大変位に相当する値よりも，変位の実効値（有効値）に相当する値の方が重要である。ここでは，これを免震装置の有効設計変位 u_{Be} と呼び，式（3.4.2）のように規定した。慣性力の非定常性を表わす補正係数 c_B を0.7 としたのは，橋の地震応答を表わすためには，最大応答の70%程度の応答変位に相当する免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B を用いることが適当なためである。

等価線形化法による場合は，最初に免震装置の設計変位を想定し，これを用いて算出した免震装置に生じる変位が異なる場合には，もう一度免震装置の設計変位を設定しなおしてくり返し計算を行わなければならない。免震設計により求められた免震装置に生じる変位は免震装置の設計変位となるべく近いことが望ましいが，このためにむやみにくり返し計算することは合理的ではない。一般的には，免震設計により算出された免震装置に生じる変位は免震装置の設計変位の±10%以内に収まるようにするのがよい。

3.4.2　免震装置の等価剛性および等価減衰定数

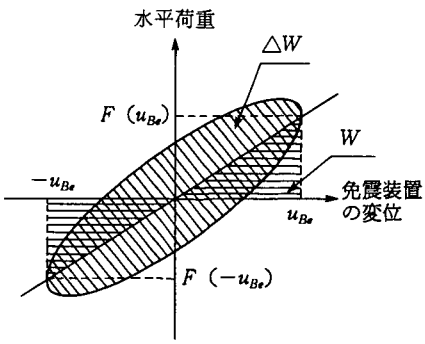
免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，原則として式（3.4.3）および式（3.4.4）により算出する。

$$K_B = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2\,u_{Be}} \qquad (3.4.3)$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \qquad (3.4.4)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(tf/m)
h_B ：免震装置の等価減衰定数
u_{Be} ：3.4.1に規定する免震装置の有効設計変位(m)
$F(u)$ ：免震装置に変位uを与えるのに必要な水平力(tf)
W ：免震装置の弾性エネルギーで，図－3.4.1に示す三角形の面積(tf･m)
ΔW ：免震装置が吸収するエネルギーの合計で，図－3.4.1に示す水平変位と水平荷重の履歴曲線の面積(tf･m)



図－3.4.1　免震装置の等価剛性および等価減衰定数

免震装置による地震力の低減は，アイソレーターによる長周期化とダンパーによるエネルギー吸収性能によって行われるため，免震装置の剛性および減衰定数を正しく定めなければならない。免震装置の水平荷重～水平変位の関係は一般に非線形となるため，免震装置の有効設計変位に応じた免震装置の剛性および減衰定数を等価線形化法によって表わすこととした。

3.5 橋の固有周期の算出方法

(1) 橋の固有周期 Tは設計振動単位ごとに，原則として式（3.5.1）により算出するものとする。

$$T=2.01\sqrt{\delta} \qquad (3.5.1)$$

$$\delta=\frac{\int w_i \cdot u_i^2}{\int w_i \cdot u_i} \qquad (3.5.2)$$

ここに，

T ：設計振動単位ごとの橋の固有周期（秒）

w_i ：上部構造および下部構造の節点 i の重量（tf）

u_i ：耐震設計上の地盤面より上の上部構造および下部構造の重量を水平方向に作用させた場合の節点 i における変位(m)

なお，$\int$は設計振動単位全体に関する積分を示す。

(2) 橋の固有周期の算出に当たっては，免震装置は3.4.2に規定する等価剛性を有するばねとしてモデル化する。

(1) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.1 一般」の規定による設計振動単位ごとに，「3.3.2 固有周期の算定法」により橋の固有周期 Tを算出することとした。

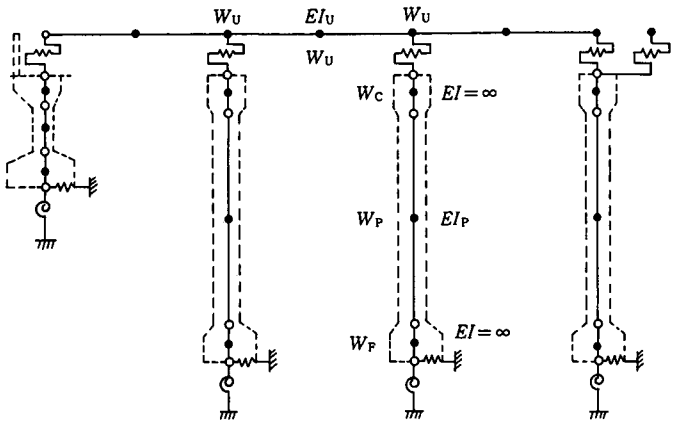
(2) 橋の固有周期 Tの算出に際しては，橋を図－解3.5.1に示すように骨組構造モデルにモデル化し，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.2 固有周期の算定方法」の解説に示されるゴム支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合の計算法に従い，免震装置は上部構造および下部構造を結ぶばね要素としてモデル化する。免震装置部の拘束条件は原則として表－解3.5.1のとおりとする。免震装置を表すばね要素の剛性としては，3.4.2に規定する免震装置の等価剛性 K_B を用いるものとする。

また，上部構造の慣性力は，図－解3.5.2に示すように免震支承の底面に作用させるものとする。ただし，橋軸方向だけ免震化し，橋軸直角方向には移動制限装置を設ける等して免震化しない場合には，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.1 一般」の規定に従い，橋軸方向に対しては免震装置の底面に，橋軸直角方向に対しては上部構造の重心位置に作用させなければならない。

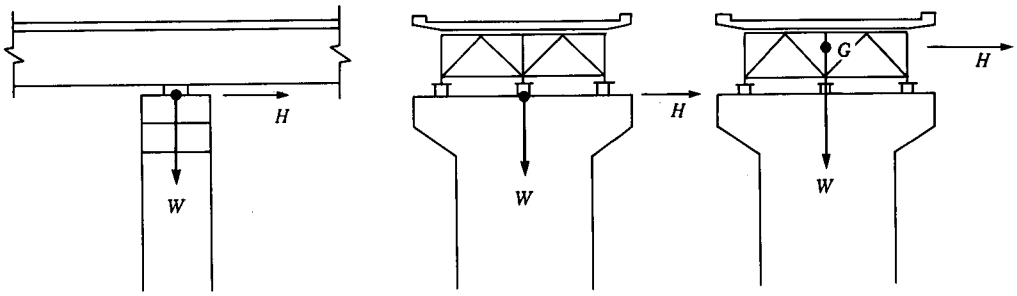
表－解3.5.1 免震装置部の拘束条件

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直軸方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
両方向免震の場合	バネ	バネ	※拘束	※拘束	※自由	※自由
橋軸方向免震，橋軸直角方向非免震の場合	バネ	拘束	※拘束	※拘束	※自由	※自由

注：※印は厳密にバネ支持となるが，解析結果への影響は極めて小さいため，このような拘束条件としてよいものとした。



図－解3.5.1　固有周期の算定モデル



図－解3.5.2　上部構造の慣性力の作用位置

3.6　橋の減衰定数の算出方法

橋の減衰定数 h は，原則として式（3.6.1）により算出するものとする。

$$h=\frac{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\ \left(h_{Bi}+\dfrac{h_{Pi}\cdot K_{Bi}}{K_{Pi}}+\dfrac{h_{Fui}\cdot K_{Bi}}{K_{Fui}}+\dfrac{h_{F\theta i}\cdot K_{Bi}\cdot H^2}{K_{F\theta i}}\right)}{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\ \left(1+\dfrac{K_{Bi}}{K_{Pi}}+\dfrac{K_{Bi}}{K_{Fui}}+\dfrac{K_{Bi}\cdot H^2}{K_{F\theta i}}\right)} \qquad (3.6.1)$$

ここに，

h　：橋の減衰定数
h_{Bi}　：3.4.1に規定するｉ番目の免震装置の等価減衰定数
h_{Pi}　：ｉ番目の下部構造の減衰定数
h_{Fui}　：ｉ番目の基礎の併進の減衰定数
$h_{F\theta i}$　：ｉ番目の基礎の回転の減衰定数

K_{Bi} ：3.4.1に規定するｉ番目の免震装置の等価剛性(tf/m)
K_{Pi} ：ｉ番目の下部構造の等価剛性(tf/m)
K_{Fui} ：ｉ番目の基礎の併進ばね定数(tf/m)
$K_{F\theta i}$ ：ｉ番目の基礎の回転ばね定数(tf･m/radian)
u_{Bi} ：ｉ番目の免震装置の設計変位(m)
H ：フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

免震装置を有する橋の減衰定数は，免震装置により吸収される減衰エネルギーのほか，橋が本来有している減衰特性から定められる。ここでは，一般に桁は十分剛性が大きく，ほとんど変形を生じないと見なせるため，免震装置，橋脚，および，基礎の特性から橋の減衰定数を算出するようにした。

異なった減衰特性を有する部材から構成される橋の減衰定数を算出するためには，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「6.2.2　動的解析モデル」の解説に示される式（解3.6.1）によらなければならない。

$$h=\frac{\sum_{j=1}^{n}\phi_{ij}^{T}\cdot h_j\cdot K_j\cdot\phi_{ij}}{\phi_i^{T}\cdot K\cdot\phi_i} \qquad \text{(解3.6.1)}$$

ここに，

ϕ_{ij}：ｉ次振動モードの要素ｊのモードベクトル
h_j ：要素ｊの減衰定数
K_j ：要素ｊの剛性マトリックス
ϕ_i ：ｉ次振動モードのモードベクトル
K ：構造全体の剛性マトリックス

式（3.6.1）は，基礎の併進および回転は上部構造の慣性力によってのみ定まり，橋脚躯体の影響はないと仮定した場合に，式（解3.6.1）から略算される減衰定数を与えたものである。橋脚躯体の慣性力の影響や橋の振動モードを正しく取り入れて解析する場合には，式（解3.6.1）により橋の減衰定数を算出するのがよい。なお，式（3.6.1）および式（解3.6.1）により橋の減衰定数を算出する場合の各要素の減衰定数としては，表－解3.6.1の値を参考にするのがよい。

表－解3.6.1　各構造要素の減衰定数の参考値

	鋼　構　造	コンクリート構造
上部構造	0.02～0.03	0.03～0.05
免震装置	式（3.4.4）による免震装置の等価減衰定数 h_B	
下部構造	0.03～0.05	0.05～0.1
基礎構造	0.1～0.3	

4章　免震装置の設計

4.1　設計の基本方針

4.1.1　一　般

(1)　免震装置は，3章に規定する免震効果が得られるように適切な剛性およびエネルギー吸収能力を有するように設計しなければならない。

(2)　免震装置は「7章　免震装置の性能確認試験方法」の規定に基づく試験によって，特性を確認するとともに，特性が確認されている範囲内で設計しなければならない。

(3)　免震装置は取り替えが可能な構造とする。

(1)　免震設計では，所要の免震効果が確実に得られるようにダンパーおよびアイソレーターを設計することが重要である。免震設計は，免震装置の力学的挙動が確実かつ明確な範囲で行うべきであり，過度な免震効果を期待して免震装置を設計してはならない。

現在までに開発された免震装置を作動原理から分類すると，表－解4.1.1のように3種類に大別される。また，アイソレーターとダンパーが別になっているものと一体となっているものがある。表－解4.1.1には，こうした分類に従って代表的な免震装置を示している。

表－解4.1.1　代表的な免震装置とその分類

作動原理	一体タイプ	分離タイプ
変位依存型	鉛プラグ入り積層ゴム支承 高減衰積層ゴム支承 ローラー型免震支承	積層ゴム支承＋鋼製ダンパー
摩擦型	リンク支承	積層ゴム支承＋摩擦ダンパー 滑り支承＋水平バネ
速度依存型		積層ゴム支承＋粘性ダンパー

(2)　免震装置の特性は，実物大装置を用いた試験により確認しておくのがよい。試験方法は7章の規定による。

(3)　免震装置は，材質，機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。しかしながら，長期にわたる使用の間には，免震装置に劣化，損傷が生じる事も考えられる。このため，設計時と同等の特性を有する免震装置と取り替えることができる構造にしておく必要がある。

4.1.2　免震装置の動的特性

(1)　免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_Bの平均値は，設計値に対して±10%以内でなければならない。ここで免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_Bとは，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Bo}による10回の正負くり返し載荷から求められた4回目から10回目までの載荷における平均的な等価剛性および等価減衰定数をいう。

(2)　免震装置は，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位u_Bによる50回の正負連続くり返し載荷に対して，安定でなければならない。

(3) 免震装置は正の接線剛性を持たなければならない。

(4) 地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B を与えた状態から自然に免震装置を解放した状態で，5秒後に免震装置に残る最大残留変位 u_{BR}は，式（4.1.1）を満足しなければならない。

$$u_{BR} \leqq 0.10 \times u_B \qquad (4.1.1)$$

ここに，

u_{BR}：免震装置の残留変位(cm)

u_B ：3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位(cm)

(5) 免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B は，常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対して安定していなければならない。

(1) 免震装置の動的な特性値を規定する指標としては，免震装置のタイプに応じて，等価剛性，等価減衰定数，降伏荷重，摩擦力，粘性係数等が挙げられる。最終的には免震効果は免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B によって定まることから，ここでは，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 $u_{B\bullet}$に対応する免震装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値が設計値に対して±10%以内に収まるように免震装置を設計，製作するものとした。ここで，免震装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値とは，免震橋に用いる免震支承の全数もしくはここから任意に抽出した免震支承ごとに7.2.2に規定する免震支承の平均等価剛性および平均等価減衰定数を求めた値のことである。免震装置の等価剛性および等価減数定数の平均値が設計値に対して±10%以内に収まっていれば，上部構造の加速度，変位応答等の変動幅が設計上特に問題になることはないためである。特性値のバラツキが大きく，安定した履歴曲線が得られない免震装置は使用してはならない。

(2) くり返し載荷回数を50回としたのは，1回の大地震による主要動の繰り返し回数を30回と見込み，これに余裕を見てその1.5倍をとったものである。ダンパーでは，吸収エネルギーの累積に伴う温度上昇，吸収能力の低下，破断によるエネルギー吸収能力の損失などが生じる場合がある。免震装置のエネルギー吸収能力が，地震によるエネルギー入力に対して十分な余裕があるように規定したものである。

(3) 地震時に免震装置が非線形域に入る大きな変位を生じたとしても，これが地震中に一方向に累積することは避けなければならない。このため，原則として常にプラスの接線剛性を保つ免震装置を選択するとともに，設計・製作においても十分注意すべきことを規定した。

(4) 免震装置には地震後の橋の走行性に悪影響を及ぼすような残留変位を生じることは避けなければならない。免震装置の原位置への復帰性能をここでは，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B から免震装置を自由振動させ，5秒後に残る残留変位 u_{BR}によって規定した。

(5) 免震装置は，常時荷重の変動，温度変化等環境の変化もしくは地震時のくり返し載荷等の影響に対して等価剛性および等価減衰定数が安定したものでなければならない。安定性に関して検討すべき事項として以下のものが考えられる。

1) 温度変化による桁の伸縮や活荷重による振動のくり返し
2) 履歴経験
3) 鉛直荷重の変化
4) 振動数および振動速度の変化
5) クリープや乾燥収縮等による静的予変位
6) 振動方向
7) 温度変化

4.1.3　免震装置の静的特性

(1)　免震装置は，材料，機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。また，温度変化に伴う橋の伸縮の影響を受けるので，これによるくり返し変位に対して安定でなければならない。

(2)　免震装置は，上部構造の死荷重により生じる局部せん断ひずみに対して安定した構造としなければならない。局部せん断ひずみの算定式は，4.2.4の規定によるものとする。

(3)　上部構造の死荷重による免震装置のクリープによる圧縮変形量は，ゴム総厚の５％以下でなければならない。

(4)　温度が－10℃の時と＋40℃の時の免震装置の等価剛性の比は，1.3以下でなければならない。

(5)　免震装置は，風荷重等の地震の影響以外の水平荷重に対して有害な変位を生じないように十分な剛性を有するものでなければならない。

(1)　橋梁用の免震装置は，風，雨，温度，太陽光線などの各種の著しい自然条件下で使用されるものであり，長期間の使用に耐えるものでなければならない。したがって，免震装置の設計にあたっては，材料，機構，維持管理の面から安定したものを選定する必要がある。

(2)　ゴム支承により鉛直荷重を支持する場合の規定であり，道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」の規定に基づき，上部構造の荷重により免震装置に過度の局部せん断ひずみが生じないように設計する必要のあることを規定した。

(3)　免震装置は上部構造の死荷重により持続的な鉛直力を受ける。長期間の使用によりアイソレーターのクリープ変形によって上部構造に沈下，段差等の不都合が生じないように設計しなければならない。ゴム支承により鉛直荷重を支持する場合のクリープ量は，原則として橋の設計供用年数内に生じると予想される値が，ゴム総厚の５％以下になるものとした。

(4)　免震装置の等価剛性が，温度変化に対して安定でなければならないことを規定したものである。免震装置の等価剛性が温度変化により大きく変わると，橋の固有周期が変化し，設計で期待した通りの免震効果が期待できなくなる可能性がある。したがって，ここでは－10℃と＋40℃の時の橋の固有周期の変化が15％以下になるように免震装置の等価剛性の比を 1.3以下と規定した。ここで規定した温度変化の範囲は気候が普通の地方の場合であり，寒冷な地方（北海道，東北地方など）においては実状に応じて温度変化の範囲を定める。

(5)　免震装置には，地震の影響ばかりではなく，風，制動荷重等の水平力が作用する。これにより，橋に大きな水平変位が生じると橋の使用性を損なうため，これらの荷重に対して有害な変位が生じないよう十分な抵抗力を有するようにしなければならない。このため免震装置の降伏荷重もしくは摩擦力は上部構造に作用する風荷重，制動荷重等，地震の影響以外の水平力の和以上になるように設定するか，あるいは応答変位が十分に小さいことを応答計算で確認するものとする。

4.2　積層ゴム支承の設計

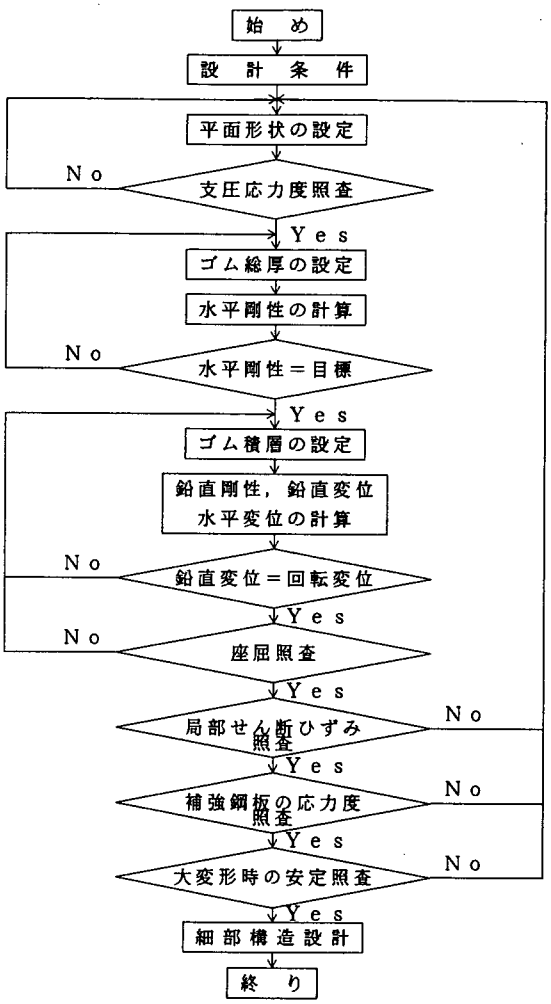
4.2.1　一　　般

免震装置として使用する積層タイプのゴム支承の設計に際しては，道路橋支承便覧の規定を参考にすると

ともに，本節の規定に従わなければならない。

積層ゴム支承は，アイソレーターとして使用されたり，あるいは鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承のようにアイソレータとダンパーが一体となった免震支承として使用されるいずれの場合においても上部構造の荷重を支持する支承としての設計に係わる事項については道路橋支承便覧の規定を参考とするとともに，本項の設計方法を適用するものとする。

積層ゴム支承の設計フローは，図－解4.2.1に示す通りである。



図－解4.2.1　積層ゴム支承の設計フローチャート

4.2.2　使用材料

(1)　積層ゴム支承には，天然ゴムもしくはクロロプレンゴムを用いることを原則とする。天然ゴムまたはクロロプレンゴムとしては，原則としてJIS K 6386（防振ゴムのゴム材料）の規格に適合するものを使用しなければならない。

(2) 積層ゴム支承に高減衰ゴムを用いる場合には，橋に対する各種の使用性と減衰性の両面から適切な材料を選定しなければならない。

(3) 積層ゴム支承に使用する鋼板は，表－4.2.1に適合するものを標準とする。

表－4.2.1 積層ゴム支承に使用する鋼板の規格

規格		鋼材番号
ＪＩＳ Ｇ ３１０１	一般構造用圧延鋼材	ＳＳ400
ＪＩＳ Ｇ ３１４１	冷間圧延鋼板および鋼帯	ＳＰＣＣ
ＪＩＳ Ｇ ３１３１	熱間圧延軟鋼板および鋼帯材	ＳＰＨＣ

(1) 道路橋支承便覧によった。

(2) 高減衰ゴムのように特殊な配合設計した材料については，まだ，一般的な材料としてＪＩＳに認められているものはないが，力学的特性が明確な材料を用いなければならない。また，７章に規定する方法により，その特性を確認しなければならない。

(3) 積層ゴム支承への使用実績から規定したものである。これ以外の規格の鋼板を使用する場合には，表－4.2.1と同等以上の性能を有することを確認しなければならない。

4.2.3 設計に用いる物理定数および許容応力度

(1) 設計に用いるゴムの物理定数

設計に用いる弾性ゴムの物理定数は表－4.2.2によるものとする。

表－4.2.2 弾性ゴムの物理定数

物理定数 / ゴムの種別	ゴムのせん断弾性係数 G (kgf/cm²)	破断ひずみ γ_u (%)
天然ゴム	8.0	500
	10.0	500
	12.0	400
クロロプレンゴム	8.0	400
	10.0	400

(2) 補強鋼板の許容引張応力度

補強鋼板の許容引張応力度は表－4.2.3に示す値とする。

表－4.2.3 補強鋼板の許容引張応力度

材料	地震の影響を考慮しない場合 (kgf/cm²)	地震の影響を考慮する場合 (kgf/cm²)
ＳＳ400，ＳＰＣＣ，ＳＰＨＣ	1400	2100

(1) 免震設計に用いるゴムのせん断弾性係数とせん断ひずみの関係について示した。これらの物理定数は，道橋支承便覧の規定に準じたものである。ただし，道路橋支承便覧では，弾性ゴムの破断ひずみに関しては規定されていないが，破断ひずみはJIS K 6801の引張試験による「伸び」とほぼ等値の関係にあることが知られているので，ここでは設計に用いる弾性ゴムの破断ひずみとして，道路橋支承便覧に示されている伸びをそのまま準用した。道路橋支承便覧では，せん断弾性係数が8 kgf/㎠と10kgf/㎠のゴムの伸びについては，JIS K 6388（防振ゴム）の規定値より大きな値を採用している。これは大規模な橋梁にもゴム支承が採用されるようになってきており，これにつれて伸びの大きいより高い品質のゴム支承が要求されるようになってきたためである。なお，道路橋支承便覧には，せん断弾性係数が12kgf/㎠のゴムに関する規定はないが，天然ゴムでせん断弾性係数が12kgf/㎠を超えるゴム支承が既に相当数使用されていること，また，より高いせん断弾性係数のゴムの開発が進められている現状を考慮し，ここでは天然ゴムに限りせん断弾性係数が12kgf/㎠のゴムも加えることにした。しかし，8 kgf/㎠や10kgf/㎠のゴムに比べて実績が浅いため，破断ひずみ（伸び）に関してはJIS K 6386の規定通りとした。

また，高減衰ゴムのように特殊な配合設計を行い，上記の規定以外のゴム材料を用いる場合には，材料試験により物理定数を定めなければならない。

(2) 道路橋支承便覧に基づき規定したものである。地震の影響を考慮する場合の許容応力度の割り増し係数は1.5とした。

4.2.4 積層ゴム支承の設計

(1) 支圧応力度の照査

支圧応力度の照査は，式（4.2.1）および式（4.2.2）により行うものとする。

$$\sigma_{max} \leqq \sigma_{max.a} \qquad (4.2.1)$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leqq \triangle\sigma_a \qquad (4.2.2)$$

$$\sigma_{max} = R_{max} / A_{R0} \qquad (4.2.3)$$

$$\sigma_{min} = R_{min} / A_R \qquad (4.2.4)$$

ここに，

σ_{max} ：最大支圧応力度（kgf/㎠）で式（4.2.3）により算出する。

$\sigma_{max.a}$ ：最大許容圧縮応力度（80kgf/㎠）

σ_{min} ：最小支圧応力度（kgf/㎠）で式（4.2.4）により算出する。

$\triangle\sigma_a$ ：許容圧縮応力度の振幅（50kgf/㎠）

R_{max} ：最大支承反力（死荷重＋最大活荷重）

R_{min} ：最小支承反力（死荷重＋最小活荷重）

A_{R0} ：支圧面積から温度変化など常時の荷重による変位に相当する面積を控除した積層ゴムの有効支圧面積（㎠）で，長方形断面の場合には式（4.2.5）により，また，円形断面の場合には式（4.2.6）により算出する。

A_R ：内部補強鋼板の面積から求めた積層ゴムの支圧面積（㎠）で，長方形断面の場合には式（4.2.7）により，また，円形断面の場合には式（4.2.8）により算出する。

$$A_{R0} = (a - u_0) \cdot b \quad （長方形断面） \qquad (4.2.5)$$

$$A_{R0} = \frac{1}{2}\left\{D_R^2 \sin^{-1}\frac{(D_R^2 - u_0^2)^{1/2}}{D_R} - u_0 (D_R^2 - u_0^2)^{1/2}\right\} \quad （円形断面） \qquad (4.2.6)$$

$$A_R = a \cdot b \quad （長方形断面） \qquad (4.2.7)$$

$$A_R = \frac{\pi}{4} D_R^2 \qquad \text{(円形断面)} \tag{4.2.8}$$

ここに,

a : 内部補強鋼板の橋軸方向の幅(cm)
b : 内部補強鋼板の橋軸直角方向の幅(cm)
u_0 : クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(cm)
D_R : 内部補強鋼板の直径(cm)

(2) 積層ゴム支承の等価剛性

積層ゴム支承の等価剛性は式（4.2.9）により算出するものとする。

$$K_H = A_R \cdot G / \Sigma t_e \tag{4.2.9}$$

ここに,

K_H : 積層ゴム支承の等価剛性（kgf/cm）
A_R : 内部補強鋼板の面積から求めた積層ゴムの支圧面積（cm²）
G : ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）
Σt_e : ゴムの総厚(cm)
t_e : ゴム一層の厚さ(cm)

(3) 積層ゴム支承の鉛直剛性

積層ゴム支承の鉛直剛性は式（4.2.10）および式（4.2.11）により算出するものとする。

$$K_{V0} = A_{R0} \cdot E_A / \Sigma t_e \tag{4.2.10}$$
$$K_{Ve} = A_{Re} \cdot E_A / \Sigma t_e \tag{4.2.11}$$

ここに,

K_{V0} : 支圧面積から常時の設計変位 u_0 に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{R0} に対する積層ゴムの鉛直剛性(kgf/cm)
K_{Ve} : 支圧面積から免震支承の設計変位 u_B に相当する面積を控除した有効した有効支圧面積 A_{Re} に対する積層ゴム支承の鉛直剛性(kgf/cm)
A_{R0} : 支圧面積から常時の設計変位 u_0 に相当する面積を控除した有効支圧面積（cm²）で，長方形断面の場合には式（4.2.5）により，また，円形断面の場合には式（4.2.6）により算出する。
A_{Re} : 支圧面積から免震支承の設計変位 u_B に相当する面積を控除した有効支圧面積（cm²）で，長方形断面の場合には式（4.2.12）により，また，円形断面の場合には式（4.2.13）により算出する。

$$A_{Re} = (a - u_B) \cdot b \qquad \text{(長方形断面)} \tag{4.2.12}$$

$$A_{Re} = \frac{1}{2} \left\{ D_R^2 \sin^{-1} \frac{(D_R^2 - u_B^2)^{1/2}}{D_R} - u_B (D_R^2 - u_B^2)^{1/2} \right\} \qquad \text{(円形断面)} \tag{4.2.13}$$

E_A : ゴムの見かけの弾性係数（kgf/cm²）で，ゴム種類および形状に応じて式（4.2.14）～（4.2.16）により算出する。

弾性ゴムの場合

$$E_A = (3 + 6.58 S^2) \cdot G \quad \text{(長方形断面)} \tag{4.2.14}$$

$$E_A = (3 + 4.935\ S^2) \cdot G \quad \text{(円形断面)} \tag{4.2.15}$$

高減衰ゴムの場合

$$E_A = E_0(1 + 2\kappa S^2) \tag{4.2.16}$$

G ：ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）

E_0 ：ゴムの弾性係数（kgf/cm²）

κ ：ゴムの硬度による補正係数

S ：形状係数で，長方形断面の場合には式（4.2.17）により，また，円形断面の場合には式（4.2.18）により算出する。

$$S = \frac{A_R}{2\ (a + b)\ t_e} \quad \text{(長方形断面)} \tag{4.2.17}$$

$$S = \frac{D_R}{4\ t_e} \quad \text{(円形断面)} \tag{4.2.18}$$

a，b：橋軸方向および橋軸直角方向の内部補強鋼板の幅(cm)

D_R ：内部補強鋼板の直径(cm)

$\Sigma\ t_e$ ：ゴムの総厚(cm)

t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

u_B ：免震支承の設計変位(cm)

(4) 水平変位の照査

水平変位の照査は式（4.2.19）および式（4.2.20）により行うものとする。

$$u_0 \leqq \gamma_{0a} \cdot \Sigma\ t_e \tag{4.2.19}$$

$$u_B \leqq \gamma_{Ba} \cdot \Sigma\ t_e \tag{4.2.20}$$

ここに，

u_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(cm)

γ_{0a} ：常時のゴムのせん断ひずみの許容値で，0.7とする。

u_B ：免震装置の設計変位(cm)

γ_{Ba} ：地震時のゴムのせん断ひずみの許容値であり，震度法では1.5，地震時保有水平耐力法では2.5とする。

$\Sigma\ t_e$ ：ゴムの総厚(cm)

t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

(5) 座屈照査

座屈照査は式（4.2.21）により行うものとする。

$$\sigma_c \leqq \sigma_{cRa} \tag{4.2.21}$$

ここに，

σ_c ：鉛直荷重による平均支圧応力度(kgf/cm²)

σ_{cRa} ：座屈から決まる許容支圧応力度(kgf/cm²)で，式（4.2.22）により算出する。

$$\sigma_{cR_d} = G \cdot S \cdot \alpha / f_s$$

G ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

S ：形状係数で式（4.2.17）または式（4.2.18）により算出する。

α ：内部補強鋼板の短辺長 a あるいは b とゴム総厚 Σt_e の比

（$a/\Sigma t_e$ あるいは $b/\Sigma t_e$）

f_s ：安全率（2.5とする）

(6) 局部せん断ひずみの照査

ゴムの局部せん断ひずみの照査は，式（4.2.23）により行うものとする。

$$(\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad (4.2.23)$$

ここに，

γ_c ：鉛直荷重によるゴムの局部せん断ひずみで，常時については式（4.2.24）により，また，地震時については式（4.2.25）により算出する。

$$\gamma_c = K_c \cdot S \cdot \delta_v / \Sigma t_e \quad （常　時） \qquad (4.2.24)$$

$$\gamma_c = K_c \cdot S \cdot \delta_{ve} / \Sigma t_e \quad （地震時） \qquad (4.2.25)$$

γ_R ：回転角によるゴムの局部せん断ひずみで，長方形断面の場合には式（4.2.26）により，円また，円形断面の場合には式（4.2.27）により算出する。

$$\gamma_R = \frac{2(1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \alpha_e \quad （長方形断面） \qquad (4.2.26)$$

$$\gamma_R = 6 \cdot S^2 \alpha_e \quad （円形断面） \qquad (4.2.27)$$

γ_s ：水平変位よるゴムの局部せん断ひずみで，常時については式（4.2.28）により，また，地震時については式（4.2.29）により算出する。

$$\gamma_s = u_0 / \Sigma t_e \quad （常　時） \qquad (4.2.28)$$

$$\gamma_s = u_B / \Sigma t_e \quad （地震時） \qquad (4.2.29)$$

γ_u ：ゴムの破断ひずみで，表－4.2.2による

K_c ：定数で平面形状が長方形の場合には K_c ＝8.5，円形の場合には K_c ＝6.0とする。

S ：形状係数で長方形断面の場合には式（4.2.17）により，また，円形断面の場合には式（4.2.18）により算出する。

Σt_e ：ゴムの総厚(cm)

t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

δ_v ：常時の鉛直変位(cm)で，式（4.2.30）による

$$\delta_v = R_{max} / K_{v0} \qquad (4.2.30)$$

R_{max} ：最大支承反力（死荷重＋最大活荷重）

K_{v0} ：支承面積から常時の設計変位 u_0 に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{R0} に対する鉛直剛性で式（4.2.10）による。

δ_{ve} ：地震時の鉛直変位(cm)で，式（4.2.31）による

$$\delta_{ve} = R_d / K_{ve} \qquad (4.2.31)$$

R_d ：死荷重反力(kgf)

K_{ve} ：支圧面積から地震時の設計変位 u_B に相当する面積を控除した有効支圧面積 A_{Re} に対する鉛直剛性で，式（4.2.11）による。

β ：内部補強鋼板の橋軸直角方向幅bを橋軸方向幅aで除した値

α_e ：ゴム一層分の回転角

f_s ：ゴムの局部せん断ひずみに対する安全率で，表－4.2.4による。

表－4.2.4　局部せん断ひずみの安全率

	常　時	震度法による設計	地震時保有水平耐力法による設計
安全率	2.5	1.8	1.2

(7) 内部補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の応力度照査は，式（4.2.32）および式（4.2.33）により行うものとする。

$$\sigma_s \leqq \sigma_{sa} \tag{4.2.32}$$

$$\sigma_s = \sigma_c \frac{t_e}{t_s} \tag{4.2.33}$$

ここに，

σ_s ：内部補強鋼板の引張応力度(kgf/cm²)

σ_{sa}：内部補強鋼板の引張許容応力度(kgf/cm²)

σ_c ：鉛直荷重による平均支圧応力度(kgf/cm²) で，式（4.2.3）による最大支圧応力度を用いる。

t_s ：内部補強鋼板の厚さ(cm)

なお，内部補強鋼板が有孔の場合は，有孔分を控除した有効断面に対して応力度を照査するものとする。

(1) 道路橋支承便覧「3.6ゴム支承の設計」に基づき，活荷重による応力振幅に対する疲労耐力を確保するために応力振幅を式（4.2.2）により規定したものである。

(2) 式（4.2.9）は，道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき，積層ゴム支承が水平力によりせん断変形すると仮定して積層ゴム支承の等価剛性（水平剛性）を算出するようにしたものである。

(3) 道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき規定した。

(4) 道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づいたものである。せん断ひずみの許容値は常時には70%，震度法による設計では150%，地震時保有水平耐力法による設計では250%と規定した。地震時保有水平耐力法に用いる許容せん断ひずみを250 %としたのは，天然ゴムあるいはクロロプレンゴムからなる積層ゴム支承の荷重～変位の関係が線形とみなせる範囲から定めたものである。地震時に支承が安定した特性を示す範囲にあるためには，荷重～変位の関係が線形にあることが望ましいことから，このように規定したものである。

高減衰ゴムのようにせん断ひずみに対して水平反力が非線形を示すものについては，その関係が十分把握された範囲において許容せん断ひずみの許容値を定めなければならない。

(5) 道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」では，短辺長 a あるいは b がゴム総厚の5倍以上かつ10cm以上という形状率による規定が示されているが，ここではゴムの材料定数や設計荷重を反映するために，座屈理論に基づく近似式を規定した。

(6) 道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき，鉛直荷重，水平力，ならびに回転変形により積層ゴム端部に生じる局部せん断ひずみが許容値以内にあることを規定したものである。道路橋支承便覧では常時に対してのみ局部せん断ひずみの照査をすることとしているが，免震設計では積層ゴム支承は免震装置として主要な構成部材であることから，ここでは，局部せん断ひずみの照査を地震時にも適用することとした。

(7) 道路橋支承便覧「3.6　ゴム支承の設計」に基づき，ゴム材に発生する応力は平均支圧応力度（σ_c）と同一と仮定し，計算には最大圧縮応力度（σ_{max}）を用いるものとした。

4.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計

4.3.1 一　般

鉛プラグ入り積層ゴム支承は，免震設計に必要とされる柔軟性と減衰効果を与えるように，降伏荷重，二次剛性を設定し，常時および地震時の荷重によって生じる応力・ひずみに対して安全性を有するように設計するものとする。

鉛プラグ入り積層ゴム支承は，その中央部に円柱状の穴を開けた状態で加硫成形した積層ゴムに円柱状の鉛プラグを圧入し，積層ゴムと鉛プラグを一体化した免震支承である。通常，ゴム材としてはせん断弾性係数 G_0 = 8～12kgf/cm²の天然ゴムが，鉛材としては純度 99.99%以上の鉛地金が使用される。積層ゴム支承部は上部構造の荷重を支える支承およびアイソレーターとして機能し，鉛プラグはその弾塑性変形によりエネルギーを吸収するダンパーとして機能する。

4.3.2 鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の免震支承の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.3.1）および式（4.3.2）により算出するものとする。

$$K_B = \frac{A_R \cdot G \cdot \gamma_e + A_P \cdot q}{u_{Be}} \qquad (4.3.1)$$

$$h_B = \frac{2 Q_d \{ u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1) \}}{\pi u_{Be} (Q_d + u_{Be} K_2)} \qquad (4.3.2)$$

ここに，

K_B ：図－4.3.1に示す免震支承の等価剛性(kgf/cm)

h_B ：図－4.3.1に示す免震支承の等価減衰定数

u_{Be}：免震支承の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

Q_d ：図－4.3.1に示す免震支承の降伏荷重(kgf)で，式（4.3.7）により算出する。

K_1 ：図－4.3.1に示す免震支承の一次剛性(kgf/cm)で，式（4.3.8）により算出する。

K_2 ：図－4.3.1に示す免震支承の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.3.9）により算出する。

A_R ：ゴムの支圧面積（cm²）で，鉛の断面積を控除した内部補強鉄筋鋼板の面積をとる。

A_P ：鉛の断面積(cm²)

G ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

γ ：ゴムの有効せん断ひずみで，式（4.3.3）により算出する。

$$\gamma = \frac{u_{Be}}{\Sigma t_e} \qquad (4.3.3)$$

Σt_e ：ゴムの総厚(cm)

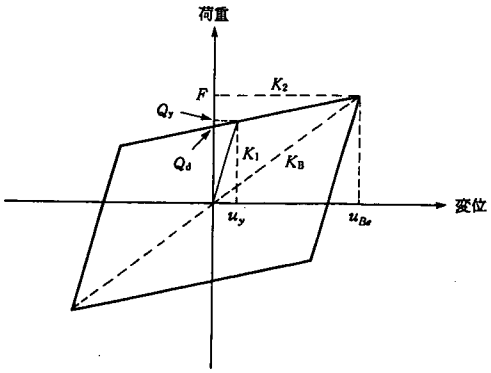
t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

q ：鉛のせん断応力度（kgf/cm²）で，式（4.3.4）～式（4.3.6）により算出する。

$$q = -283.6 \gamma^2 + 183.8 \gamma + 85.0 \quad (0 \leqq \gamma \leqq 0.5) \qquad (4.3.4)$$

$$q = 28.3 \gamma^2 - 128.1 \gamma + 163.0 \quad (0.5 < \gamma \leqq 2.0) \qquad (4.3.5)$$

$q=$ 20　　($2.0<\gamma \leqq 2.5$)　　(4.3.6)



図－4.3.1　鉛プラグ入り積層ゴム支承の履歴特性

(2)　非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震支承の降伏荷重，一次剛性，二次剛性は式（4.3.7）～式（4.3.9）により算出する。

$$Q_d = A_P \cdot q_0 \qquad (4.3.7)$$

$$K_1 = 6.5 \times K_2 \qquad (4.3.8)$$

$$K_2 = \frac{F - Q_d}{u_B} \qquad (4.3.9)$$

ここに，

A_P ：免震支承の鉛の断面積(cm²)

q_0 ：図－4.3.1に示す免震支承の降伏荷重時の鉛のせん断応力度（85.0kgf/cm²）

Q_d ：図－4.3.1に示す免震支承の降伏荷重(kgf)で，式(4.3.7)により算出する。

K_1 ：図－4.3.1に示す免震支承の一次剛性(kgf/cm)で，式(4.3.8)により算出する。

K_2 ：図－4.3.1に示す免震支承の二次剛性(kgf/cm)で，式(4.3.9)により算出する。

u_{Be}：免震支承の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

F ：最大せん断力(kgf)で，式(4.3.10)により算出する。

$$F = A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q \qquad (4.3.10)$$

A_R ：ゴムの支圧面積で，鉛の断面積を控除した内部補強鋼板の面積(cm²)をとる。

G ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

γ ：ゴムのせん断ひずみで，式（4.3.3）により算出する。

q ：鉛のせん断応力度(kgf/cm²)で，式（4.3.4）～式（4.3.6）により算出する。

(1)　鉛プラグ入り積層ゴム支承の水平荷重～水平変位曲線が，(2)項に示す特性値からなるバイリニアモデルで近似されるとして，免震支承の等価剛性および等価減衰定数の算出式を規定した。

(2)　免震支承の降伏荷重および二次剛性は，多数の載荷実験に基づいて規定した。

4.3.3　鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平せん断力は，式（4.3.11）により算出するものとする。

$$F_s = 0.2\ Q_d + K_B \cdot u_s \qquad (4.3.11)$$

ここに，

F_s ：緩速変形による免震支承の水平せん断力(kgf)

Q_d ：免震支承の降伏荷重(kgf)で，式（4.3.7）により算出する。

K_B ：積層ゴム支承の等価剛性（ゴム単体の剛性）(kgf/cm)で，式（4.3.12）により算出する。

$$K_B = A_R \cdot G / \Sigma\ t_e \qquad (4.3.12)$$

u_s ：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位(cm)

緩速変形に対しては，鉛の応力緩和により鉛の水平抵抗力は式（4.3.7）による降伏荷重Q_dよりも大きく低下する。ここでは，ニュージーランドや国内における実験結果をもとに，低減率を0.2 として，式（4.3.11）を規定した。

4.3.4　鉛プラグの形状

鉛プラグの断面形状は円形とし，式(4.3.13)を満足するものとする。

$$1.25 \leqq \frac{H_P}{D_P} \leqq 5.0 \qquad (4.3.13)$$

ここに，

H_P ：鉛プラグの有効高さ(cm)で，ゴムの総厚をとる。

D_P ：鉛プラグの直径(cm)

鉛プラグの高さが直径に比べて大きすぎると，積層ゴムによる鉛プラグの拘束が十分ではなく，反対に小さすぎると鉛プラグの両端コーナーがボール状に変形する。いずれの場合も良好な復元力特性が得られなくなることから，形状の制限を設けた。1本の鉛プラグで式（4.3.13）を満足できない場合には，複数の鉛プラグを使用するのがよい。複数の鉛プラグを用いても鉛の特性が低下しないことは，実験により確かめられている。

4.4　高減衰積層ゴム支承の設計

4.4.1　一　　般

高減衰積層ゴム支承は，免震設計に必要とされる柔軟性と減衰効果を与えるように等価剛性及び等価減衰定数を設定し，常時および地震時の荷重によって生じる応力・ひずみに対して安全性を有するように設計するものとする。

高減衰積層ゴム支承は，ゴム自体に減衰性を付与したゴム素材を使用している。このため，高減衰ゴム自体で

復元力を発生させる水平ハネ特性と，エネルギー吸収のための履歴減衰性能を兼ね具えた免震装置として機能する。

高減衰積層ゴム支承の水平荷重～水平荷重の関係は，ゴムに生じるせん断ひずみに依存する。このため，ゴムに生じるせん断ひずみを考慮して免震支承の等価剛性と等価減衰定数をモデル化しなければならない。

4.4.2　高減衰積層ゴム支承の動的特性

(1)　等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の免震支承の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.4.1）および（4.4.2）により算出してもよい。

$$K_B = \frac{A_R \cdot G(\gamma)}{\Sigma t_e} \qquad (4.4.1)$$

$$h_B = b_0 + b_1 \gamma + b_2 \gamma^2 + \cdots + b_i \gamma^i \qquad (4.4.2)$$

ここに，

K_B　：図－4.4.1に示す免震支承の等価剛性(kgf/cm)

A_R　：ゴムの支圧面積(cm²)

Σt_e　：ゴムの総厚(cm)

t_e　：ゴム一層の厚さ(cm)

$G(\gamma)$　：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)で，式（4.4.3）により算出する。

$$G(\gamma) = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 + \cdots + a_i \gamma^i \qquad (4.4.3)$$

a_i　：せん断弾性係数のせん断ひずみ依存に関する係数

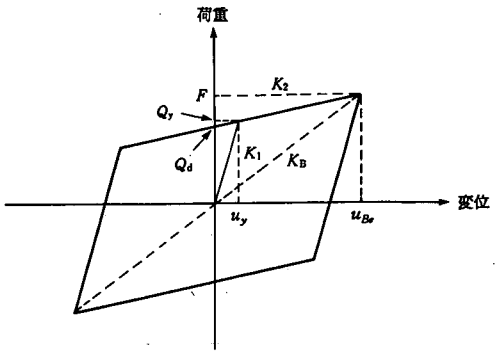
γ　：ゴムの有効せん断ひずみで，式（4.4.4）により算出する。

$$\gamma = \frac{u_{Be}}{\Sigma t_e} \qquad (4.4.4)$$

h_B　：免震支承の等価減衰定数

b_i　：免震支承の等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

u_{Be}：免震支承の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。



図－4.4.1　高減衰積層ゴム支承の履歴特性

(2)　非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震支承の一次剛性，二次剛性，降伏荷重は，それぞれ，式（4.4.5）～式（4.4.7）により算出する。

$$K_1 = A_R \cdot G_1 / \Sigma t_e \quad (4.4.5)$$

$$K_2 = A_R \cdot G_2 / \Sigma t_e \quad (4.4.6)$$

$$Q_d = A_R \cdot \tau_d \quad (4.4.7)$$

$$Q_y = A_R \cdot \tau_y \quad (4.4.8)$$

ここに,

K_1 ：図－4.4.1に示す免震支承の一次剛性(kgf/cm)

K_2 ：図－4.4.1に示す免震支承の二次剛性(kgf/cm)

Q_d ：図－4.4.1に示す免震支承の降伏荷重(kgf)

Q_y ：図－4.4.1に示す免震支承の降伏力(kgf)

A_R ：ゴムの支圧面積(cm²)

G_1 ：免震支承の一次剛性に関する高減衰ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）で，式（4.4.9）により算出する。

$$G_1 = \frac{C(\gamma_M) - \pi/2 \cdot h_B + C(\gamma_M) \cdot \pi/2 \cdot h_B}{C(\gamma_M) - \pi/2 \cdot h_B} \cdot G(\gamma_M) \quad (4.4.9)$$

$$C(\gamma_M) = c_0 + c_1 \gamma_M + c_2 \gamma_M^2 + \cdots + c_k \gamma_M^k \quad (4.4.10)$$

γ_M ：非線形モデルを定義する場合の定常ループにおけるゴムの最大ひずみ

$C(\gamma_M)$ ：せん断ひずみによる係数

c_k ：係数$C(\gamma_M)$のせん断ひずみ依存に関する係数

G_2 ：免震支承の二次剛性に関する高減衰ゴムのせん断弾性係数（kgf/cm²）で，式（4.4.11）により算出する。

$$G_2 = (1 - C(\gamma_M)) \cdot G(\gamma_M) \quad (4.4.11)$$

τ_y ：降伏応力度で，式（4.4.12）により算出する。

$$\tau_y = \frac{G_1}{G_1 - G_2} \cdot \tau_d \quad (4.4.12)$$

τ_d ：せん断ひずみが零の場合のせん断応力度（kgf/cm²）で，式（4.4.13）により算出する。

$$\tau_d = \tau_M \cdot C(\gamma_M) \quad (4.4.13)$$

τ_M ：等価せん断応力度(kgf/cm²)で，式（4.4.14）により算出する。

$$\tau_M = G(\gamma_M) \cdot \gamma_M \quad (4.4.14)$$

Σt_e ：ゴムの総厚(cm)

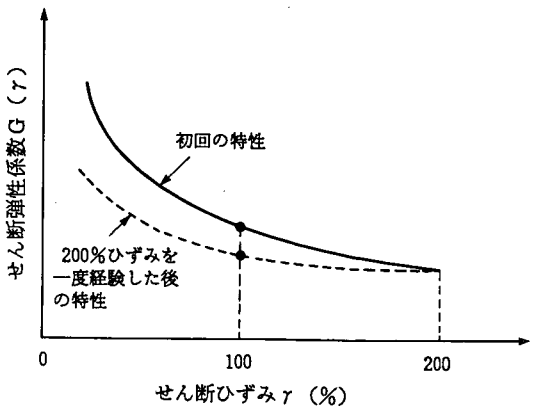
t_e ：ゴム一層の厚さ(cm)

(1) 等価剛性の算出に用いるゴムのせん断弾性係数および等価減衰定数は，せん断ひずみ依存性を持つ非線形な特性を示すため，式（4.4.2）および式（4.4.3）のようにせん断ひずみγによる回帰式として表すこととした。

また，せん断弾性係数および等価減衰定数は，荷重履歴に対する依存性を持っている。せん断弾性係数の荷重履歴に対する依存性とは，過去に経験した最大のせん断ひずみの大きさにより，同じひずみにおいても発現されるせん断弾性係数が異なることをいう。一例として，初めて100%のせん断ひずみを受けた場合の高減衰ゴムのせん断弾性係数と，一度200%のせん断ひずみを経験した後に100%のせん断ひずみを受けた場合の高減衰ゴムのせん断弾性係数の比較を図－解4.4.1に示す。荷重履歴によって高減衰ゴムのせん断弾性係数が小さくなることを示している。このように事前に経験した最大ひずみの影響は，最大ひずみを経験した後の時間経過とともに元に復する傾向を持っている。このようなことから，ここでは，図－解4.4.1に示すように200 %

のせん断ひずみを経験する前の高減衰ゴムのせん断弾性係数と 200%のせん断ひずみを経験した後の高減衰ゴムのせん断弾性係数の平均値を設計に用いる高減衰ゴムのせん断弾性係数とした。

高減衰ゴムでは等価減衰定数も，わずかではあるが荷重履歴に対する依存性を持つ。式（4.4.2）はせん断弾性係数と同様に 200%のせん断ひずみを経験する前と後の等価減衰定数の平均値を与えるものである。式（4.4.2），（4.4.3）の係数 a_1，b_1 は高減衰ゴムの種類によって異なるため，高減衰ゴムの種類ごとに試験によって定めなければならない。



図－解4.4.1　せん断弾性係数の荷重履歴依存性

(2) 非線形モデルを表す各式は，以下の条件により定義した。

① バイリニアモデルにおける割線剛性は，実際に得られる履歴曲線の等価剛性と等しくする。

② 二次剛性 G_2 は，実際に得られる履歴曲線の降伏荷重点（Q_d）と最大変位点を結ぶ直線で示される剛性を基準とする。

③ バイリニアモデルにおける減衰定数が，実際に得られる履歴曲線における減衰定数と等しくなるように一次剛性 G_1 を定める。

式（4.4.10）に示す $C(\gamma)$ は，次式による最大変位荷重（Q_M）と降伏荷重（Q_d）の比であり，係数 c_1 は各ひずみにおける値から回帰式として求めるものとした。

$$C(\gamma) = Q_d / Q_M \qquad (解4.4.1)$$

これにより，

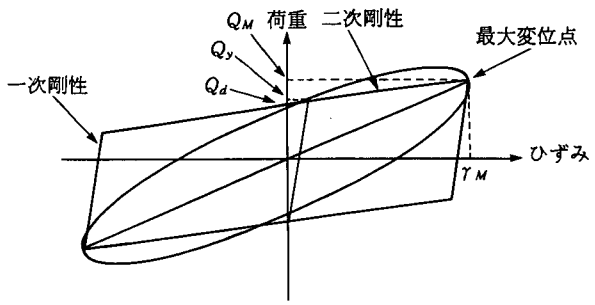
$$Q_M = G(\gamma) \cdot \gamma \qquad (解4.4.2)$$

また上記仮定②より

$$G_2 \cdot \gamma = Q_M - Q_d \qquad (解4.4.3)$$

上記式（解4.4.2）および（解4.4.3）より式（4.4.11）が導出される。

同様に式（4.4.9）は，仮定③より導出される。



図－解4.4.2　非線形モデル

4.4.3　高減衰積層ゴム支承の静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響によって生じる緩速変形による免震支承の水平力は，式（4.4.15）により算出するものとする。

$$F_s = K_s \cdot u_s \qquad (4.4.15)$$

ここに，

F_s　：緩速変形による免震支承の水平せん断力(kgf)

K_s　：緩速変形時の免震支承の等価剛性（kgf/cm）で，式（4.4.16）により算出する。

$$K_s = A_R \cdot G_s / \Sigma t_e \qquad (4.4.16)$$

u_s　：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位(cm)

A_R　：ゴムの支圧面積(cm^2)

G_s　：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(kgf/cm^2)

Σt_e　：ゴムの総厚(cm)

t_e　：ゴム一層の厚さ(cm)

高減衰積層ゴム支承の等価剛性は変形速度に依存した特性を示し，緩速載荷時には式（4.4.1）よりも一般に小さい等価剛性を与える。緩速載荷時の高減衰ゴムのせん断弾性係数G_sは，高減衰ゴムの種類によって変化するため，7.3に規定する性能確認試験によって定めなければならない。

4.5　鋼製ダンパーの設計

4.5.1　一　　般

鋼製ダンパーは，免震設計に必要な減衰効果を与えるように等価剛性および降伏変位を設定するとともに，常時および地震時のくり返し変形に対して安全なものでなければならない。

鋼製ダンパーは，積層ゴム支承によって死荷重や活荷重を支持した状態で，鋼材の塑性変形により地震時の振動エネルギーを吸収し，積層ゴム支承に生じる水平変位を抑制するダンパーである。大変形に追従でき，くり返し変形に対して安定した特性を発揮するように，様々な形状のものが考案されている。

4.5.2　鋼製ダンパーの動的特性

(1)　等価線形モデル

免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.5.1）および式（4.5.2）により算出するものとする。

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \qquad (4.5.1)$$

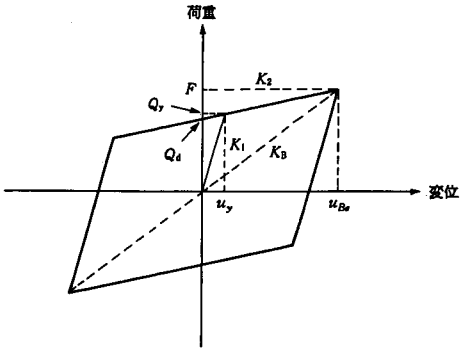
$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d \cdot \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} \cdot (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)} \qquad (4.5.2)$$

ここに，

K_B　図－4.5.1に示す免震装置の等価剛性(kgf/cm)

h_B　：免震装置の等価減衰定数

Q_d ：図－4.5.1に示す免震装置の降伏荷重(kgf)で，式（4.5.3）により算出する。
K_1 ：図－4.5.1に示す免震装置の一次剛性(kgf/cm)で，式（4.5.5）により算出する。
K_2 ：図－4.5.1に示す免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.5.6）により算出する。
u_{Be}：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。



図－4.5.1　鋼製ダンパーと積層ゴム支承の組み合わせからなる免震装置の履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震装置の降伏荷重，一次剛性および二次剛性は，それぞれ，式（4.5.3）～式（4.5.6）により算出するものとする。

$$Q_d = Q_y \ (1 - K_2 / K_1) \qquad (4.5.3)$$
$$Q_y = u_y \cdot K_1 \qquad (4.5.4)$$
$$K_1 = K_d + K_H \qquad (4.5.5)$$
$$K_2 = K_H \qquad (4.5.6)$$

ここに，

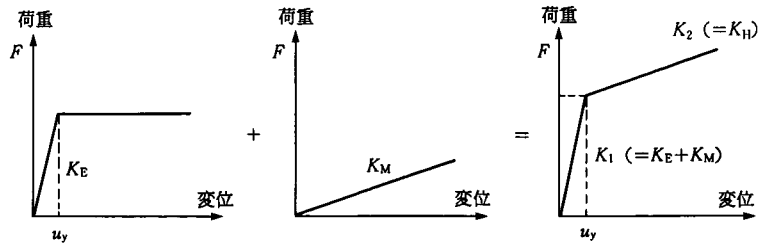
Q_d ：図－4.5.1に示す免震装置の降伏荷重(kgf)
Q_y ：図－4.5.1に示す免震装置の降伏力(kgf)
u_y ：鋼製ダンパーの降伏変位(cm)
K_d ：鋼製ダンパーの弾性剛性(kgf/cm)
K_H ：積層ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)
K_1 ：図－4.5.1に示す免震装置の一次剛性(kgf/cm)
K_2 ：図－4.5.1に示す免震装置の二次剛性(kgf/cm)

(1) (2)項に示すバイリニアモデルで近似される場合の，鋼製ダンパーとアイソレーターを組み合わせた免震装置の等価剛性および等価減衰定数の算出式を規定した。

(2) 鋼製ダンパーの降伏力Q_y，降伏変位u_y，水平剛性K_dは，鋼製ダンパーの形状および材質によって異なるため，鋼製ダンパー単体の性能確認試験を行い，特性値を評価しなければならない。

免震装置の復元力特性は，図－解4.5.1に示すように鋼製ダンパーと積層ゴム支承の復元力の和として算出され，一般にバイリニアモデルによって表すことができる。

免震装置の一次剛性は，鋼製ダンパーの降伏前の剛性と積層ゴム支承の剛性の和として算出される。また，免震装置の二次剛性は鋼製ダンパーの降伏後の剛性と積層ゴム支承の等価剛性の和として算出されるが，一般に鋼製ダンパーの降伏後の剛性は無視しうるほど小さいので，免震装置の二次剛性として積層ゴム支承の等価剛性を用いることができる。



(a) 鋼製ダンパー　　(b) 積層ゴム支承　　(c) 積層ゴム支承＋鋼製ダンパー

図－解4.5.1　鋼製ダンパーと積層ゴム支承の復元力特性

4.5.3　鋼製ダンパーの静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの緩速変形時による免震装置の水平力は，4.5.2の規定と同じ値を用いるものとする。

鋼製ダンパーおよび積層ゴム支承の復元力特性は，変形速度にほとんど依存しない。このため，4.5.2に規定する動的特性を緩速変形に対しても用いることができる。

4.6　摩擦ダンパーの設計

4.6.1　一　　般

摩擦ダンパーは，免震設計に必要とされる減衰効果を与えるように摩擦力を設定し，常時および地震時のくり返し変形に対して安全なものでなければならない。

摩擦ダンパーは，摩擦力を伴った摺動によって地震動エネルギーを消費することにより減衰性能を得るものである。一般に，摩擦ダンパーは，積層ゴム支承などのアイソレーターと組み合わせて使用される。摩擦ダンパー単体の復元力特性は一般に剛塑性型であるが，アイソレーターと組み合わせた場合の復元力特性は，バイリニア型にモデル化することができる。

4.6.2　摩擦ダンパーの動的特性

(1)　等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の摩擦ダンパーとアイソレーターの組合せからなる免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ以下に示す方法により算出するものとする。

(a)　免震装置の復元力が図－4.6.1(a)に示すA型のバイリニアにモデル化できる場合

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \qquad (4.6.1)$$

$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d}{\pi \left(Q_d + K_2 \cdot u_{Be} \right)} \qquad (4.6.2)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(kgf/cm)

h_B ：免震装置の等価減衰定数

Q_d ：免震装置の降伏荷重(kgf)で，式（4.6.7）により算出する。

u_{Be}：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.6.6）により算出する。

(b) 免震装置の復元力特性が図－4.6.2(a)に示すB型のバイリニアにモデル化できる場合

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \qquad (4.6.3)$$

$$h_B = \frac{2 \cdot Q_d \ \{u_{Be} + Q_d \ / \ (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} \ (Q_d + K_2 \cdot u_{Be})} \qquad (4.6.4)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(kgf/cm)

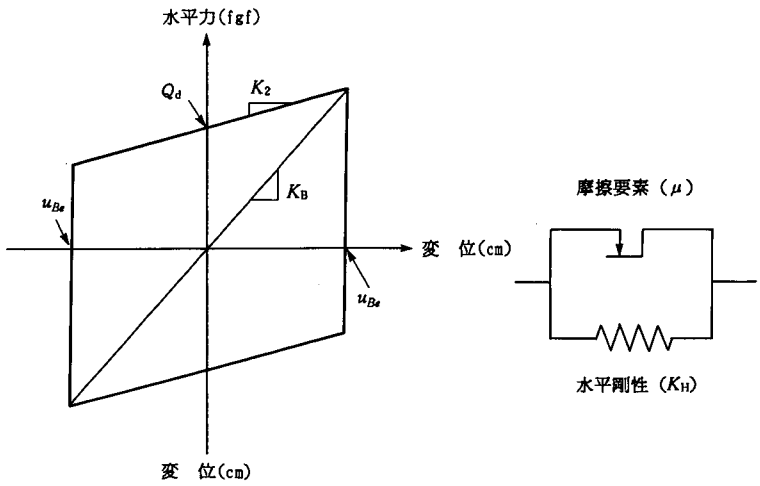
h_B ：免震装置の等価減衰定数

Q_d ：免震装置の降伏荷重（kgf)で，図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）の場合には式（4.6.11）により，図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の場合には式（4.6.15）により算出する。

u_{Be}：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

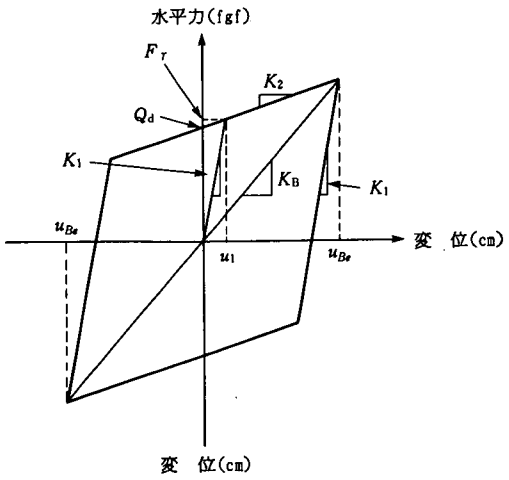
K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)で，図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）の場合には式（4.6.9）により，図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の場合には式（4.6.13）により算出する。

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）の場合には式（4.6.10）により，図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の場合には式（4.6.14）により算出する。

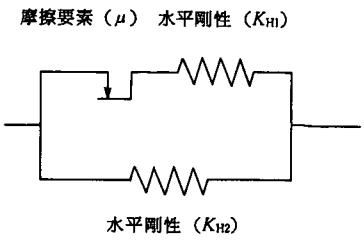


(a) A型のバイリニアモデル　　(b) 構造モデル（タイプⅠ）

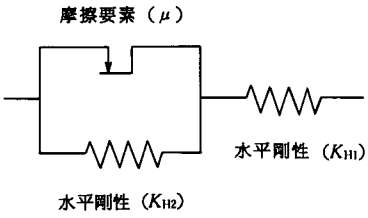
図－4.6.1　A型のバイリニアモデルと構造モデル



(a) B型のバイリニアモデル



(b) 構造モデル（タイプⅡ）



(c) 構造モデル（タイプⅢ）

図－4.6.2 B型のバイリニアモデルと構造モデル

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の摩擦ダンパーとアイソレーターの組み合わせからなる免震装置の一次剛性，二次剛性および降伏強度は，以下に示す方法により算出する。

(a) A型のバイリニアモデルの場合

$$K_1 = \infty \tag{4.6.5}$$
$$K_2 = K_H \tag{4.6.6}$$
$$Q_d = F_r \tag{4.6.7}$$

ここに，

K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)
K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)
K_H ：アイソレーターの水平剛性(kgf/cm)
Q_d ：免震装置の降伏強度(kgf)
F_r ：摩擦ダンパーの摩擦力(kgf)で，式（4.6.8）により算出する。

$$F_r = \mu \cdot R \tag{4.6.8}$$

μ ：摩擦ダンパーの動摩擦係数
R ：摩擦ダンパーの摩擦面に作用する鉛直荷重(kgf)

(b) B型のバイリニアモデルの場合で，構造モデル（タイプⅡ）の場合

$$K_1 = K_{H1} + K_{H2} \tag{4.6.9}$$
$$K_2 = K_{H2} \tag{4.6.10}$$
$$Q_d = F_r - u_1 \cdot K_2 \tag{4.6.11}$$

ここに，

K_1　　：免震装置の一次剛性(kgf/cm)

K_2　　：免震装置の二次剛性(kgf/cm)

K_{H1}，K_{H2}：図－4.6.2(b)に示す２種類のアイソレーターのそれぞれの水平剛性(kgf/cm)

Q_d　　：免震装置の降伏強度(kgf)

F_r　　：摩擦ダンパーの摩擦力(kgf)で，式（4.6.8）により算出する。

u_1　　：摩擦面が滑動するまでに免震装置に生じる変位(cm)で，式（4.6.12）により算出する。

$$u_1 = F_r / K_1 \tag{4.6.12}$$

(c) B型のバイリニアモデルの場合で，構造モデル（タイプⅢ）の場合

$$K_1 = K_{H1} \tag{4.6.13}$$

$$K_2 = \frac{1}{(1/K_{H1}) + (1/K_{H2})} \tag{4.6.14}$$

$$Q_d = F_r - u_1 \cdot K_2 \tag{4.6.15}$$

ここに，

K_1　　：免震装置の一次剛性(kgf/cm)

K_2　　：免震装置の二次剛性(kgf/cm)

K_{H1}，K_{H2}：図－4.6.2(c)に示す２種類のアイソレーターのそれぞれの水平剛性(kgf/cm)

F_r　　：摩擦ダンパーの摩擦力(kgf)で，式（4.6.8）により算出する。

u_1　　：摩擦面が滑動するまでに免震装置に生じる変位(cm)で，式（4.6.16）により算出する。

$$u_1 = F_r / K_1 \tag{4.6.16}$$

(1) 一般に，摩擦ダンパーとアイソレーターの組み合わせからなる免震装置の復元力特性は，バイリニアモデルに近似させることができる。しかし，摩擦ダンパーとアイソレーターの組み合わせの方法によってバイリニアモデルの形態が異なる場合がある。ここでは，図－4.6.1(b)に示す構造モデル（タイプⅠ），図－4.6.2(b)に示す構造モデル（タイプⅡ）および図－4.6.2(c)に示す構造モデル（タイプⅢ）の３種類の構造モデルを考慮し，それぞれの構造モデルにおけるバイリニアモデルに対する等価剛性および等価減衰定数の算定式を規定した。ただし，構造モデル（タイプⅠ）と構造モデル（タイプⅢ）の場合には，共通の形態のバイリニアにモデル化することができるので，バイリニアモデルは，図－4.6.1(a)に示すＡ型のバイリニアモデルと図－4.6.2(a)に示すＢ型のバイリニアモデルの２種類である。

(2) 構造モデル（タイプⅠ）は，摩擦ダンパーと１種類のアイソレーターとが並列に組み合わさったものである。この場合には，摩擦面が滑動するまではアイソレーターは作動しないので，バイリニアモデルの一次剛性は無限大になる。アイソレーターは摩擦面が滑動した後に作動し，アイソレーターの水平剛性がバイリニアモデルの二次剛性となる。構造モデル（タイプⅡ）および構造モデル（タイプⅢ）は，摩擦ダンパーと２種類のアイソレーターが，それぞれ図－4.6.2(b)および図－4.6.2(c)のように組み合わさったものである。構造モデル（タイプⅢ）の場合には，摩擦面が滑動するまでは２種類のアイソレーターがともに作動し，２種類のアイソレーターの水平剛性の和が一次剛性となる。摩擦面が滑動した後は摩擦ダンパーと並列に置かれたアイソレーターのみが作動し，その水平剛性が二次剛性となる。構造モデル（タイプⅢ）の場合には，摩擦面が滑動するまでは摩擦ダンパーと直列するアイソレーターのみが作動し，その水平剛性が一次剛性となる。摩擦面が滑動した後は２種類のアイソレーターがともに作動し，２種類のアイソレーターの水平剛性による直列剛性が二次剛性となる。

4.6.3 摩擦ダンパーの静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平力は，式（4.6.17）または（4.6.18）により算出するものとする。

クリープ，乾燥収縮および温度変化などによる変位によって摩擦面が滑動しない場合

$$F_s = u_s \cdot K_1 \qquad (4.6.17)$$

クリープ，乾燥収縮および温度変化などによる変位によって摩擦面が滑動する場合

$$F_s = \mu_s \cdot R + (u_s - u_{s1}) \cdot K_2 \qquad (4.6.18)$$

ここに，

F_s ：緩速変形による免震装置の水平力(kgf)

u_s ：クリープ，乾燥収縮および温度変化による変位（cm）

K_1 ：免震装置の一次剛性(kgf/cm)で，式（4.6.5）により算出する。

μ_s ：緩速変形による免震装置の摩擦係数

R ：摩擦面に作用する鉛直荷重(kgf)

u_{s1} ：摩擦面が滑動するまでに免震装置に生じる変位(cm)で，式（4.6.19）により算出する。

$$u_{s1} = \mu_s \cdot R / K_1 \qquad (4.6.19)$$

K_2 ：免震装置の二次剛性(kgf/cm)で，式（4.6.6）により算出する。

摩擦ダンパーの摩擦係数は非常にゆっくりとした静的な変形と動的な変形とでは異なり，変形速度に依存した特性を示す。このため，7章に規定する性能確認試験により摩擦係数を確認する必要がある。

4.7 粘性ダンパーの設計

4.7.1 一　般

粘性ダンパーは，免震設計に必要な減衰効果を与えるように粘性抵抗力を設定し，常時および地震時の変形に対して安全なものでなければならない。

粘性ダンパーは，上下部構造間の相対速度に比例した粘性抵抗力を利用してエネルギー吸収を図るダンパーである。粘性ダンパー自体の弾性復元力は小さいため，通常は積層ゴム支承と併用される。

粘性ダンパーには，粘性流体がオリフィスを通過する際の抵抗力を利用したシリンダー型オイルダンパー，平板間の粘性体のせん断抵抗力を利用した粘性せん断ダンパー，抵抗板が粘性体中を移動する際に粘性体内に発生する内圧を利用した内圧型粘性ダンパーなどがある。

4.7.2 粘性ダンパーの動的特性

粘性ダンパーと積層ゴム支承の組み合わせからなる免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ，式（4.7.1）および式（4.7.2）により算出する。

$$K_B = K_H \qquad (4.7.1)$$

$$h_B = \frac{C_{eq}}{2\,(R \cdot K_B / g)^{1/2}} \qquad (4.7.2)$$

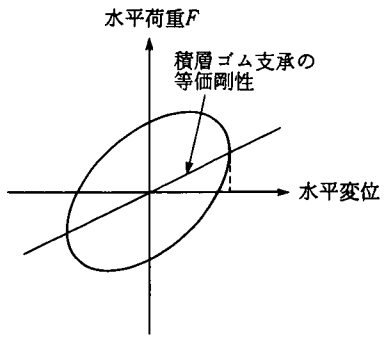
$$C_{dd} = \frac{F_{max}}{v_{max}} \qquad (4.7.3)$$

$$F_{max} = k \cdot e^{-at} \cdot v_{max} \qquad (4.7.4)$$

$$v_{max} = \frac{2\pi \cdot u_{Bd}}{T} \qquad (4.7.5)$$

ここに,

K_B ：図－4.7.1に示す免震装置の等価剛性(kgf/cm)
h_B ：免震装置の等価減衰定数
K_H ：図－4.7.1に示す積層ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)で，4.2.4の規定により算出する。
C_{dd} ：粘性ダンパーの等価粘性係数(kgf・sec/cm)で，式（4.7.3）により算出する。
R ：免震装置が支持する鉛直荷重(kgf)
g ：重力の加速度(=980cm/sec²)
F_{max} ：式（4.7.5）により算出される設計最大速度時のダンパーの抵抗力(kgf)
k ：粘性材料で定まる定数で，性能確認試験により定める。
e ：自然対数
t ：粘性体の温度（℃）
a，b：粘性材料で定まる定数で，性能確認試験により定める。
v_{max} ：設計最大速度(cm/sec)
u_{Bd} ：免震装置の有効設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。
T ：橋の固有周期(sec)



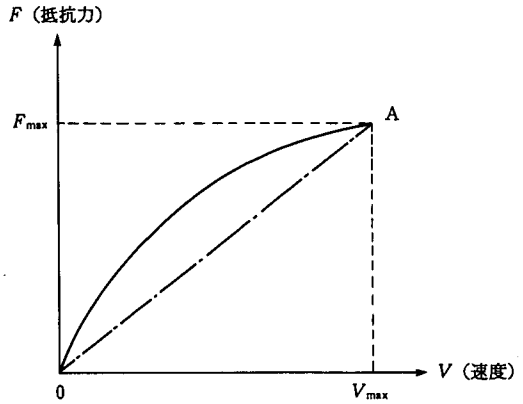
図－4.7.1　積層ゴム支承と組み合わせた粘性ダンパーの水平荷重～水平変位の履歴曲線

一般に，粘性ダンパー自身の弾性剛性は小さいことから，粘性ダンパーと積層ゴム支承の組み合わせからなる免震装置の等価剛性としては，積層ゴム支承の等価剛性を用いるものとした。ただし，粘性ダンパーの弾性剛性が積層ゴム支承の等価剛性に比べて無視できない場合には，それを評価しなければならない。

粘性ダンパーの水平荷重～水平変位の履歴曲線は図－4.7.1に示すように滑らかな楕円を描き，抵抗力は上下部構造間の相対速度に依存する。抵抗力と最大速度の関係は一般に図－解4.7.1に示すように放物線状となり線形ではないが，ここでは線形と仮定し，式（4.7.3）で算定される粘性係数を用いることとした。すなわち，図－解4.7.1に示すように，式（4.7.5）で算定される設計最大速度における割線勾配（直線ＯＡの勾配）を粘性係数としたものである。このようにして算出される粘性係数を用いれば，免震装置の設計変位内においては小さめの粘性係数を与え安全側の設計を行うことができる。式(4.7.2)は，上部構造重量，等価剛性およびダンパー

の等価粘性係数からなる一自由度振動系の減衰定数の算定式である。

粘性ダンパーの特性は，ダンパーの形式・形状，使用する粘性材料により異なるので，性能確認試験により特性を十分に確認する必要がある。



図－解4.7.1　粘性抵抗力と最大速度の一例

4.7.3　粘性ダンパーの静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による粘性ダンパーの抵抗力は零としてよい。

粘性ダンパーの抵抗力は上下部構造の相対速度に依存する。温度変化などにともない発生する上下部構造間の相対速度は一般に0.0001～0.0005mm/secであり，これによって生じる粘性ダンパーの抵抗力は小さい。このため，これを設計上無視することとした。

4.8　ローラー型免震支承の設計

4.8.1　一　　般

ローラー型免震支承は，免震設計に必要とされる減衰効果を与えるように等価剛性および等価減衰定数を設定し，常時および地震時の応力・ひずみに対して安全性を有するように設計する。

ローラー型免震支承は，高硬度ローラーよって鉛直力を支持し，下沓と底板の間に取り付けた高減衰ゴムのせん断変形によって復元力と減衰力を与える免震支承である。上部構造の回転は，積層ゴムによって吸収する構造となっている。

4.8.2　高硬度ローラーの設計

(1)　高硬度ローラーの材料は，C－13B（マルテンサイト系ステンレス鋼）を標準とし，調質材もしくは調質材に表面焼入れを施したものを使用する。

(2)　ローラーの本数は，原則として2本以上の偶数とする。

(3)　高硬度ローラーの耐荷力は，式（4.8.1）および式（4.8.2）によって照査する。

$$q \leqq k_2 \cdot r \qquad (4.8.1)$$

$$q = R_1 / \ell \qquad (4.8.2)$$

ここに，

q ：ローラーの単位長さ当たりの支圧力(kgf/cm)

k_2 ：ローラーの許容荷重係数(kgf/cm²)

調質材　（$H_B \geqq 217$)の場合　$k_2 = 310$

表面焼入れ（$H_B \geqq 475$)の場合　$k_2 = 980$

H_B ：JISZ2243に規定するブリネル硬さ

r ：ローラーの半径(cm)

ℓ ：ローラーの接触長さ(cm)

R_1 ：１本のローラーに作用する鉛直荷重(kgf)

(1) 高硬度ローラーの材料としては，道路橋支承便覧の高硬度ローラー材料のうち，使用実績が豊富であり，耐食性も良いC－13B（マルテンサイト系ステンレス鋼）を使用することを標準とした。C－13B材には，調質材のままのものと調質材に表面焼入れを施したものとがあり，それぞれ許容荷重係数が異なるが，鉛直荷重の大きさによって適宜使い分けるものとする。なお，C－13B材の化学成分，機械的性質は，道路橋支承便覧「3.3　材料」の規定に従うものとする。

(2) ローラーの本数は，ローラーにほぼ均等の支圧力を作用させるため，２本以上とし，かつ偶数本とした。

(3) 高硬度ローラーの単位長さ当たりの支圧力を算定する式（4.8.2）は，道路橋支承便覧「3.5　鋼製支承の設計」に基づいたもので，ローラーの表面の硬さを基準としたヘルツの接触理論より求めたものである。

4.8.3　ローラー型免震支承の動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の免震支承の等価剛性および等価減衰定数は，それぞれ式（4.4.1）および式（4.4.2）により算出するものとする。

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の免震支承の一次剛性，二次剛性，降伏荷重は，それぞれ式（4.4.5）～式（4.4.7）により算出するものとする。

ローラー型免震支承の動的特性は，ローラーと復元ゴム（高減衰ゴム）の復元力特性から算出される。ローラーの復元力には，ローラーと接触する下沓，底板間の摩擦力が存在するが，復元ゴムの復元力に比べ小さく，支承の動的特性に与える影響が小さいことから，これを設計上無視することとした。ローラー型免震支承の動的特性は復元ゴムに使用される高減衰ゴムの特性により決まる。このため「4.4.2　高減衰積層ゴム支承の動的特性」に従って算出するものとした。

4.8.4　ローラー型免震支承の静的特性

クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平力は式（4.4.15）により算出するものとする。

動的特性と同様，静的復元力においてもローラーの摩擦力が復元ゴムの復元力に比べ小さく，設計上無視できる。このため，4.4.3の規定により緩速変形時の静的特性を算出するものとした。

5章　動的解析による照査

5.1　一　般

免震設計された橋の耐震性は，動的解析によって照査するのが望ましい。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編によれば，免震設計された橋は，動的解析により安全性を照査することが望ましい橋に属する。このため，免震橋を適切に動力学モデルに置換し，震度法および地震時保有水平耐力法で設計した橋の耐震性を照査するのが望ましいと規定した。

ただし，免震設計された橋は，上部構造と下部構造の振動が切り離される結果，一般には震度法による静的な耐震計算が適用しやすい構造系である。したがって，免震設計された橋であるからという理由でむやみに動的解析する必要はない。照査すべき内容と項目を明確にした上で動的解析することが重要である。

一般に，震度法による静的な耐震計算では，解析しにくい条件としては，以下の場合がある。

a)　下部構造ごとに異なった地震入力が作用する場合
b)　地盤条件が極端に変化している場合
c)　免震装置および下部構造の非線形性を取り入れた場合

5.2　動的解析手法

動的解析は原則として等価線形化法を用いた応答スペクトル法により行うものとする。ただし，免震装置や地盤，下部構造の非線形特性を考慮して解析する場合には，時刻歴応答解析法により動的解析する。

免震装置の等価剛性や等価減衰定数を用いて等価線形化モデルにより動的解析する場合には，応答スペクトル法によることを原則とした。これは，一般に応答スペクトル法は時刻歴応答解析法と大差なく最大応答値を推定できるので，橋の動的解析に最も良く用いられていること，また，地震入力として標準的な加速度応答スペクトルを用いることができ，時刻歴応答解析法のように入力の加速度波形を必要としないこと等による。

5.3　解析モデル

動的解析では，入力レベルと照査項目に応じて，適切な解析モデルを用いる必要がある。一般に用いられるモデルには，以下のものがある。

1)　免震装置を等価剛性と等価減衰定数を有する線形ばねによって表わした線形解析モデル
2)　免震装置を非線形の復元力を有するばねによって表わした非線形解析モデル
3)　免震装置と橋脚をともに非線形の復元力を有するばねによって表わした非線形解析モデル

動的解析では，固有周期，減衰特性等，橋の動的特性を十分表現できる解析モデルを用いる必要がある。

減衰定数は，橋の応答に大きく影響するので，十分調査して定めなければならない。減衰定数は，免震装置により吸収されるエネルギー，部材の塑性的性質から生じる履歴減衰，振動エネルギーの地下逸散減衰などによって複雑に変化する。モード解析を行う場合の減衰定数としては，一般に表－解5.3.1の値が用いられる場合が多いので，参考にするとよい。

なお，表－解5.3.1の各要素の減衰定数の参考値は，下部・基礎構造を線形ばねによってモデル化することを前提とした値であり，下部・基礎構造を非線形要素によってモデル化する場合には適用してはならない。

表－解5.3.1　各構造要素の減衰定数の参考値

	鋼　構　造	コンクリート構造
上部構造	0.02～0.03	0.03～0.05
免震装置	式（3.4.4）により算出される免震装置の等価減衰定数 h_B	
下部構造	0.03～ 0.05	0.05～0.1
基礎構造	0.1～0.3	

なお，モード解析を行なう場合のｉ次の振動モードに対する減衰定数h_iは，原則として式（解5.3.1）で求める。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot K_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i} \qquad (解5.3.1)$$

ここに，

ϕ_{ij}：ｉ次振動モードの要素ｊのモードベクトル

h_j：要素ｊの減衰定数

K_j：要素ｊの剛性マトリックス

ϕ_i：ｉ次振動モードの構造系全体のモードベクトル

K：構造全体の剛性マトリックス

動的解析により震度法の照査を行う場合には，3.4.1に規定する震度法に用いる免震装置の有効設計変位に相当する免震装置の等価剛性K_Bおよび免震装置の等価減衰定数h_Bによって免震装置をモデル化する。動的解析により地震時保有水平耐力法の照査を行う場合には，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Bo}に相当する免震装置の等価剛性K_Bおよび免震装置の等価減衰定数h_Bを用いる。

非線形解析モデルでは，免震装置を非線形復元力特性を有するばねによってモデル化する。このため，ばね特性を適切に定めれば，免震装置の減衰効果はばねの履歴減衰として非線形解析で考慮されることになる。免震装置は一般にバイリニアモデルに置換する場合が多い。これによらない場合には，免震装置の原理的な力学特性を正しくモデル化しなければならない。ただし，過度に複雑なモデル化は，解析を複雑にするばかりで，免震橋の全体としての挙動を把握するには適していない。動的解析では，大筋としての設計を照査することが重要である。

なお，免震装置を等価剛性および等価減衰定数を用いて等価線形化した動的解析，および免震装置をバイリニア型のばねとしてモデル化した非線形動的解析のいずれも，免震橋の振動特性を設計上十分な精度でシミュレートできることがわかっている。

5.4　動的解析に用いる地震入力

5.4.1　震度法の照査に用いる地震入力

(1)　応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは，原則として耐震設計上の地盤面において与え，式（5.4.1）により算出するものとする。

$$S_I = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{I0} \qquad (5.4.1)$$

ここに，

S_I：応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル（1gal単位に丸める）

c_z：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される地域別補正係数

c_I：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される重要度別補正係数

c_D：震度法の照査に用いる減衰定数別補正係数であり，ｉ次のモード減衰定数h_iに応じて式

(5.4.2) により算出する。

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \qquad (5.4.2)$$

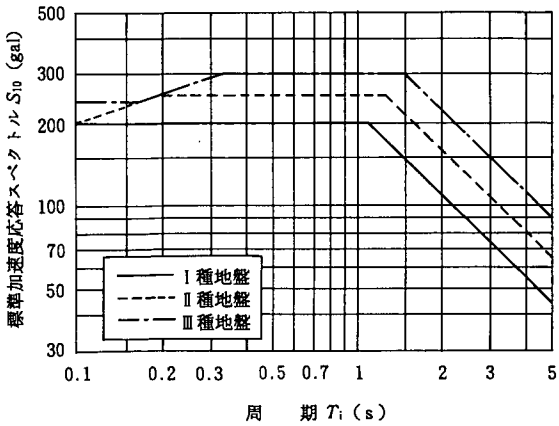
S_{10}：標準加速度応答スペクトル（gal）であり，地盤種別および固有周期 T_i に応じて表－5.4.1の値とする。

表－5.4.1　震度法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{10}

地盤種別	固有周期 T_i（s）に対する S_{10}（gal）		
Ⅰ種	$T_i < 0.1$ $S_{10} = 431\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_{10} \geqq 160$	$0.1 \leqq T_i \leqq 1.1$ $S_{10} = 200$	$1.1 < T_i$ $S_{10} = 220 / T_i$
Ⅱ種	$T_i < 0.2$ $S_{10} = 427\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_{10} \geqq 200$	$0.2 \leqq T_i \leqq 1.3$ $S_{10} = 250$	$1.3 < T_i$ $S_{10} = 325 / T_i$
Ⅲ種	$T_i < 0.34$ $S_{10} = 430\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_{10} \geqq 240$	$0.34 \leqq T_i \leqq 1.5$ $S_{10} = 300$	$1.5 < T_i$ $S_{10} = 450 / T_i$

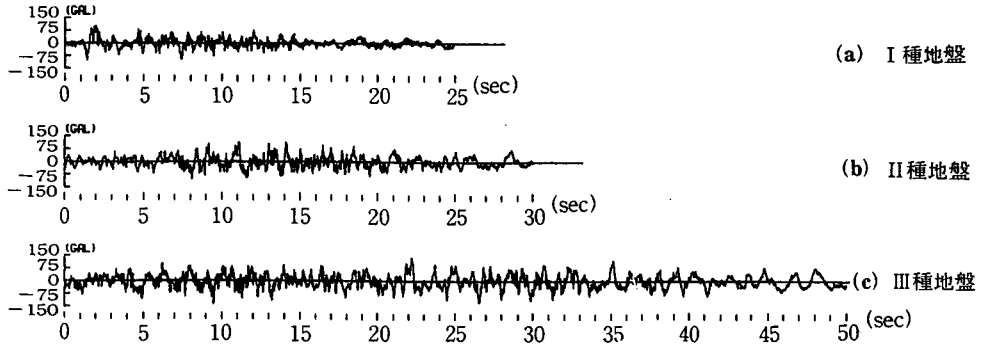
(2) 時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては，地盤条件や橋の動的特性等を考慮して，既往の強震記録の中から(1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S_1 に近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

(1) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「6.3.1　応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル」の規定によった。表－5.4.1を図示すると，図－解5.4.1のようになる。



図－解5.4.1　震度法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{10}

(2) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「6.3.2　時刻歴応答解析法に用いる地震入力」の規定によった。波形の選定に際しては道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の参考資料を参考にするとよい。時刻歴応答解析用標準加速度波形の例を図－解5.4.2に示す。



図－解5.4.2　震度法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形の例

5.4.2　地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力

(1) 応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは，原則として耐震設計上の地盤面において与え，式（5.4.3）により算出するものとする。

$$S_2 = c_z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_{20} \qquad (5.4.3)$$

ここに，

S_2 ：応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル（1gal単位に丸める）

c_z ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される地域別補正係数

c_I ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.3に規定される重要度別補正係数

c_D ：地震時保有水平耐力法の照査に用いる減衰定数別補正係数であり，式（5.4.2）により算出する。

S_{20} ：標準加速度応答スペクトル（gal）であり，地盤種別および固有周期 T_I に応じて表－5.4.2の値とする。

表－5.4.2　地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{20}

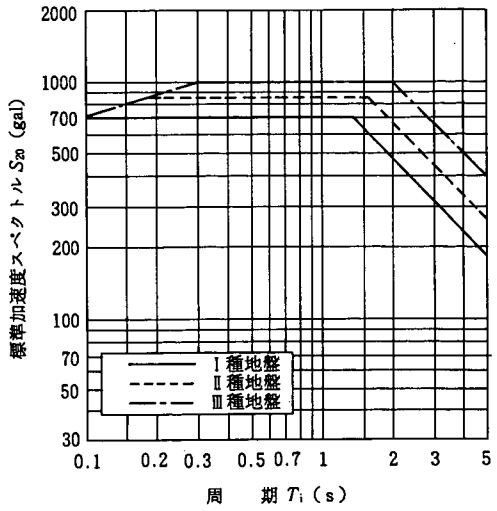
地盤種別	固有周期 T_I （s）に対する S_{20} (gal)		
Ⅰ種	$T_I \leq 1.4$ $S_{20}=700$		$1.4 < T_I$ $S_{20}=980/T_I$
Ⅱ種	$T_I < 0.18$ $S_{20}=1506\,T_I^{1/3}$ ただし，$S_{20} \geq 700$	$0.18 \leq T_I \leq 1.6$ $S_{20}=850$	$1.6 < T_I$ $S_{20}=1360/T_I$
Ⅲ種	$T_I < 0.29$ $S_{20}=1511\,T_I^{1/3}$ ただし，$S_{20} \geq 700$	$0.29 \leq T_I \leq 2.0$ $S_{20}=1000$	$2.0 < T_I$ $S_{20}=2000/T_I$

(2) 時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては，地盤条件や橋の動的解析等を考慮して，既往の強震記録の中から(1)に規定する応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル S_2 に近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

(1) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「5.3.2　地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度」に規定さ

れる振動特性別補正係数 c_R をもとに，これを加速度応答スペクトルとして規定したものである。

表－5.4.2を図示すると，図－解5.4.3のようになる。



図－解5.4.3　地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトル S_{20}。

(2) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「6.3.2　時刻歴応答解析法に用いる地震入力」の規定によった。波形の選定に際しては道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編の参考資料を参考にするとよい。時刻歴応答解析法に用いる標準加速度波形の例を参考資料－10に示す。

5.5　安全性の照査

動的解析の結果得られた最大応力度，最大変位等を基に，以下により免震設計された橋の安全性を照査する。

(1) 震度法による耐震計算結果の照査

橋の各部に生じる最大応力度，最大変位等を許容応力度，許容変位等と比較することにより橋の安全性を照査する。

(2) 地震時保有水平耐力法による耐震計算結果の照査

1) 免震装置に生じる変位がおおむね3.4.1に規定する免震装置の設計変位 u_B 程度以下に収まっていることを照査する。
2) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力を照査する。
3) けたと橋台の最大遊間やけたどうしの最大遊間が橋の機能上問題ないことを照査する。

動的解析の結果は，震度法に対しては最大応力度，最大変位等に基づいて許容応力度法により安全性を照査するものとし，地震時保有水平耐力法に対しては耐力，変形等により安全性を照査するものとする。一般に免震橋の動的解析では，免震装置の効果の確認と橋脚～けた間，橋台～けた間あるいはけたどうしの相対変位の正確な評価が重要である。

構造物の重量に起因する慣性力，地震時土圧，地震時動水圧のうち，動的解析で考慮されている地震の影響については，動的解析の結果得られた最大応答値を地震の影響とみなしてもよい。動的解析で考慮されていない地震の影響については，それぞれの規定により地震の影響を求め，動的解析の結果に加え合わせなければならない。

6章　免震設計を用いる場合の構造細目

6.1　一　般

免震設計を用いる場合には，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」の規定に加えて，この章に示す構造的な配慮を行い，免震効果が確実に得られるようにするものとする。

免震設計では，一般に上部構造を弾性的に下部構造で支持することになるため，桁の相対変位に対する十分な構造上の配慮が必要とされる。このため，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7章　耐震設計における構造細目」に示される規定に加えて，免震設計に必要とされる構造細目を示す。

6.2　けた端部の遊間

けた端部には，式（6.2.1）により算出される遊間を設けることを原則とする。

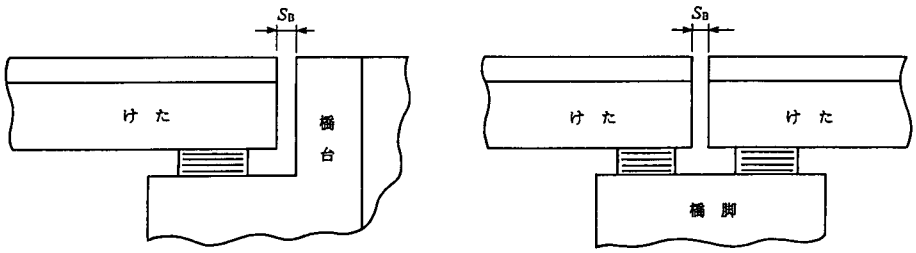
$$S_B = \begin{cases} 10 + u_B & \text{（けたと橋台間）} \\ 10 + \sqrt{u_{B1}^2 + u_{B2}^2} & \text{（隣接するけた間）} \end{cases} \qquad (6.2.1)$$

ここに，

S_B　：図−6.2.1に示すけた端部の遊間の長さ(cm)

u_B　：橋台上における3.4.1に規定する震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)

u_{B1}，u_{B2}：隣接するけたにおける3.4.1に規定する震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)



図−6.2.1　けた端部の遊間

免震設計では，上下部構造間に3.4.1で規定する免震装置の設計変位 u_B に相当する相対変位が生じることを想定している。特に，地震時保有水平耐力法で想定している関東大震災級の大地震時には，橋の固有周期や地盤条件によっては，免震装置の設計変位 u_B はかなり大きなものになる。したがって，これだけの相対変位が吸収できるだけの遊間を設けないと，橋台部においてはけたと橋台，あるいは，かけ違い橋脚においてはけたとけたのように主要構造物間に衝突が生じることになる。しかしながら，ここでは，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位ではなく，震度法に用いる免震装置の設計変位を基本に主要構造物間の遊間を定めることにした。

したがって，地震時保有水平耐力法で想定しているような関東大震災級の大地震時には，主要構造物間に衝突が生じる場合もあると考えられる。2章に示したように，現在の耐震設計では，こうした主要構造物間の衝突の影響を具体的な設計計算としては考慮していないが，衝突は一方のけたの慣性力が，他方のけたに伝えられると同時に，エネルギー吸収効果ももたらす。遊間をあまり大きくとらず，桁の振動が小さいうちに小刻みな衝突によりエネルギー吸収を図ることは，耐震設計上好ましいものである。従来の震災例でも，支承に損傷が生じた場

合には，主要構造物間の衝突が生じたことがあるが，けた端部に小さなクラックを生じただけで，橋の耐震性に悪影響を及ぼした事例はほとんどない。また，計算どおりのけたの振動を確保するためにむやみに大きな遊間を設けることは橋の設計上有利ではない。以上のような点から，ここでは，震度法に用いる免震装置の設計変位を基本に主要構造物間の遊間を規定したものである。

ただし，かけ違い部で，一方の桁の重量が他方の桁の重量よりも極端に大きい場合は，両者間に衝突が生じると重量の大きい桁が重量の小さい桁を押しやることになりかねない。こうした場合には免震設計の採用の可能性自体を十分吟味するとともに，免震設計を採用する場合には，けた端の遊間には十分注意する必要がある。この場合には衝突が生じないように式（6.2.1）において震度法に用いる免震装置の設計変位 u_{B1}，u_{B2}のかわりに地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_{B1}，u_{B2}を用いるのも一つの方法である。

6.3 落橋防止構造

(1) けた端部おいては，地震時における落橋を防止するために，(2)および(3)の規定を同時に満足しなければならない。ただし，原則として免震装置には移動制限装置を設けなくてもよい。

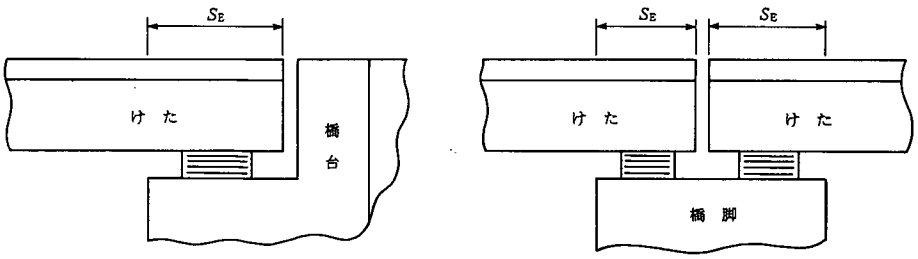
(2) けた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「7.3.2 けた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ」に規定する長さか，式（6.3.1）で与えられる長さの，いずれか大きい方の値とする。

$$S_E = 70 + u_B \qquad (6.3.1)$$

ここに，

S_E ：図－6.3.1に示すけた端部から下部構造頂部縁端までのけた長さ(cm)およびかけ違い部のけたの長さ(cm)

u_B ：橋台上における3.4.1による地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位(cm)



図－6.3.1 けた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E

(3) 橋台や橋脚からはずれる方向に，けたが過度に変位しないように道路橋示方書Ⅴ耐震設計編7.2.4に規定される落橋防止装置を設ける。落橋防止装置が作用し始めるまでの遊間は式（6.3.2）により計算する。ただし，落橋防止装置には，衝突による衝撃を和らげるためにゴム製の緩衝材を設けておくのがよい。

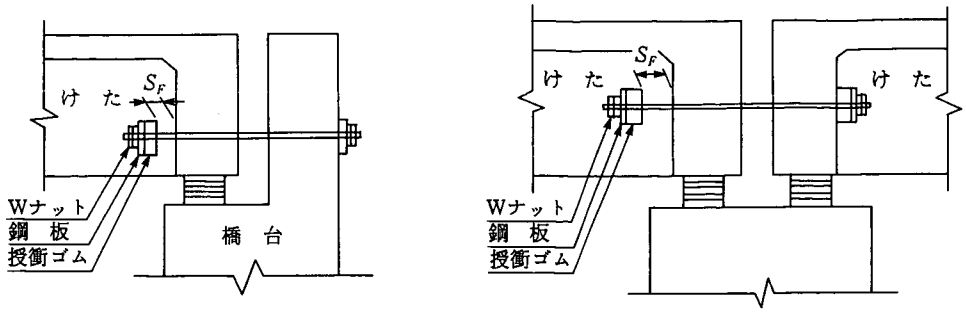
$$S_F = \begin{cases} u_B & (\text{橋台上}) \\ \sqrt{u_{B1}^2 + u_{B2}^2} & (\text{かけ違い部}) \end{cases} \qquad (6.3.2)$$

ここに，

S_F ：図－6.3.2に示す落橋防止装置の遊間(cm)

u_B ：橋台上における3.4.1による地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位（cm）

u_{B1}，u_{B2}：隣接するけたに対する3.4.1による地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位(cm)



図－6.3.2　落橋防止装置の遊間

(1) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では，けた端部においてけた端部から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E と落橋防止構造のいずれかを設けるものと規定しているが，ここでは，両者を同時に満足するようにするものと規定した。

また，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では，可動支承部において移動制限装置を設けるように規定されているが，免震設計する場合には，免震装置には移動制限装置を設けなくてもよいものとした。この理由は，免震装置は3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B まで安定して抵抗できるように設計されているためである。ただし，反力分散支承として免震装置を採用しただけで，ここに規定する免震設計が行われていない場合や，免震設計された橋の中に部分的に一般の可動支承を用いる場合においては，この限りではない。

(2) けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さとしては，道路橋示方書の規定による値と式（6.3.1）の値とのいずれか大きい方をとることにした。これは，免震橋ではけたの地震時変位が一般の耐震設計よりも増加するため，道路橋示方書に規定されるけた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さでは不十分となる場合もあるためである。

なお，支承端部から下部構造頂部縁端までの長さ Sは，道路橋示方書Ⅳ下部構造編の規定によらなければならない。

(3) 落橋防止装置の遊間は関東大震災級の大規模な地震が生じた場合にも落橋を確実に防止するという点から，地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位以上の変位が生じないように式（6.3.2）で与えるものとした。

6.4　ノックオフ構造

(1) ノックオフ構造は，けたと橋台間に生じる相対変位が伸縮装置の設計伸縮量を越えた場合に作動するように設計するのがよい。

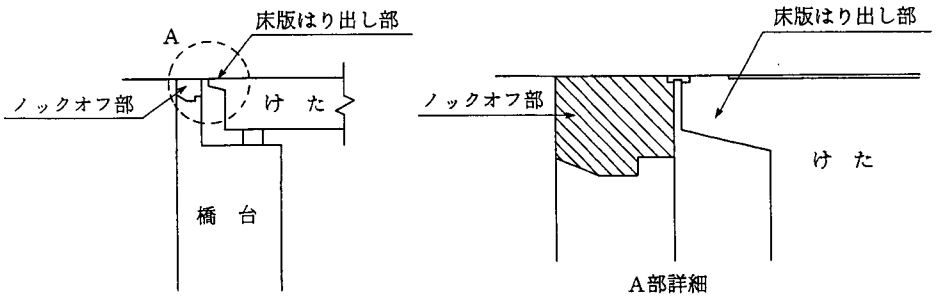
(2) ノックオフ構造が作動する際の抵抗力は，ノックオフ構造と接触するけた端部の圧縮荷重より小さく，かつ橋台に作用する上部構造の死荷重より小さいことが必要である。

(3) ノックオフ構造は，衝撃と制動を含んだ常時の交通荷重に対して浮き上がりや滑動を起こすことなく，長期にわたって安定した機能を果たすものでなければならない。

(4) ノックオフ構造は，作動後においても応急処置を行うことによって，一定の交通を確保しながら恒久的な修復工事を実施できる構造でなければならない。

(1) 免震設計を適用した橋梁では一般にけたの応答変位が大きくなる。けたと橋台の衝突については，その効果に関していろいろな見方があるが，もし衝突を避けるとすれば，設計伸縮量の大きな伸縮装置が必要となる。ところが，関東大震災クラスの大地震を対象にして大きな伸縮装置を設けることは，伸縮装置の長期にわたる維持管理や，装置から発生する騒音，振動の影響を考慮すると合理的とはいえない。このためには図－解6.4.1に示すように，けたが橋台に衝突した場合には，橋台の一部が裏込め土の方向に滑動し，けた部の応答変位を吸収するノックオフ構造が有効である。我が国では，ノックオフ構造を採用した事例はまだ少ないが，今後の技術開発を期待して，特にこの規定を設けたものである。

震度法で想定する程度の中小の地震によってけたと橋台間に生じる相対変位は伸縮装置によって吸収するため，関東大震災級の大規模地震が発生し，けたと橋台間に生じる相対変位が伸縮装置の設計伸縮量を超えた場合に，ノックオフ構造が作動するように設計する。

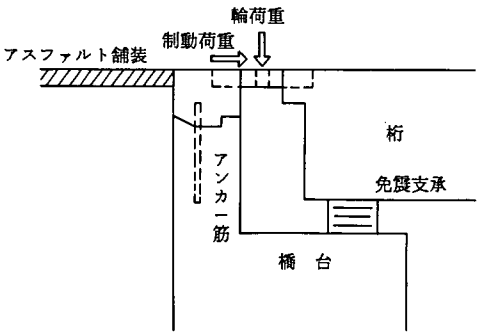


図－解6.4.1 ノックオフ構造の例

(2) ノックオフ構造の抵抗力が大き過ぎると，ノックオフ機能を果たさない。一般にノックオフ構造の裏込め土の抵抗力は，受動土圧公式で推定することができる。裏込め側に舗装がある場合には，その影響も考慮しなければならない。アスファルト舗装の場合は，抵抗力が載荷速度と温度の影響を受けるので，こうした点に注意する必要がある。さらに，ノックオフ構造にアンカー鉄筋を用いる場合には，引っ張り力に対するアンカー鉄筋の終局耐力か，アンカー鉄筋の引き抜き抵抗力のいずれか小さい方の値をノックオフ部の抵抗力に加えなければならない。

(3) 1常時の交通荷重に対して安定させるために，ノックオフ部の上と下をアンカー鉄筋によって固定しておく必要がある。アンカー鉄筋の設計には，図－解6.4.2に示すように衝撃荷重を含む輪荷重と制動荷重を考慮しなければならない。ただし，アンカー鉄筋は所定の荷重に至った段階で破断するか，もしくは，引き抜けるようにしなければならない。また，アンカー鉄筋の破断や引き抜けが，ノックオフ部以外の橋台躯体に損傷を与えないように十分注意しなければならない。

(4) ノックオフ構造が作動するような大規模地震が発生した場合には，従来の震災例からすると，伸縮装置も破損している可能性が高い。そのような場合には，路面に鉄板を敷くなどして一定の交通を確保しながら修復工事を進めることが必要となる。ノックオフ構造は，修復の容易な構造でなければならない。



図－解6.4.2 ノックオフ構造に考慮する荷重

6.5 伸縮装置の構造細目

(1) 地震に対する伸縮装置の設計伸縮量は原則として式（6.5.1）により算出する。温度変化などによる常時の伸縮量の方が大きい場合には，その値を下回ってはならない。

$$L_E = u_B + L_A \qquad (6.5.1)$$

ここに，

L_E ：地震に対する伸縮装置の設計伸縮量(cm)

L_A ：免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量(cm)

u_B ：震度法に用いる免震装置の設計変位(cm)で，3.4.1の規定による。

(2) 伸縮装置は式（6.5.1）による設計伸縮量の範囲において，地震時のけたの動きに追随して伸縮できる構造としなければならない。

(3) 伸縮装置は，補修の容易な構造，または，取り替えの容易な構造としなければならない。

(1) 地震に対する伸縮装置の設計伸縮量は，6.2と同様に震度法に用いる免震装置の設計変位を基本に算出することとした。地震時保有水平耐力法で想定するような大規模地震が発生した場合には，伸縮装置は部分的に損傷する可能性があるが，伸縮装置の損傷は落橋などの橋の致命的な被害とは関係がないことから，式（6.5.1）のように伸縮装置の伸縮設計量を定めることとしたものである。

免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量としては，30mm（±5mm）程度とするのがよい。

温度変化などによる常時の伸縮量とは，温度，乾燥収縮，およびクリープにより定まる基本伸縮量に活荷重による構造上の必要量ならびに余裕量を加算したものであり，道路橋示方書Ⅰ共通編Ⅳコンクリート橋編「4.1.3 可動支承の移動量」に従って定める。

(2) 免震設計を採用する方向が橋軸方向であれば，設計伸縮量は橋軸方向のみでよいが，橋軸方向および橋軸直角方向に対して免震設計を用いる場合には，両方向に設計伸縮量を考慮する必要がある。ただし，橋軸方向と橋軸直角方向の設計伸縮量は合成せず，両方向に独立に検討するものとする。

(3) 式（6.5.1）に規定する設計伸縮量よりも大きな変位が作用した場合には，伸縮装置とその取付部だけが部分的に降伏して変位を吸収でき，さらに，応急処置によって一定の交通を確保しながら恒久的な修復工事が実施できるように，修復の容易な構造としておくことが必要である。

7章　免震装置の性能確認試験方法

7.1　一　　般

(1)　免震装置の採用に際しては，原則として本章に規定する性能試験を満足するものを使用するものとする。

(2)　免震装置の性能確認試験としては，免震装置のエネルギー吸収特性に応じた方法を採用する。

(1)　免震装置は，免震設計の重要な要素となるものであるから，設計で設定した特性が確実に発揮できるものでなければならない。したがって，本章に規定する性能確認試験項目の中から，採用する免震装置に必要な項目を抽出し，これに対して所期の機能，特性を満足することを確認するものとする。本章は免震装置の性能を確認するために現時点で最も適切と考えられる方法を規定したものである。

免震装置の性能確認試験方法は免震装置に要求される性能に応じて定める必要があるが，免震装置に要求される性能は，橋の特性や免震装置に要求する特性に応じて異なってくる。したがって，本章の規定はあくまでも，一般的と考えられる免震設計を対象として免震装置の性能確認試験方法とこれに基づく性能の判定基準を示すものである。

また，本章の規定は，免震設計された橋に使用する全ての免震装置について性能試験を行うことを義務付けるものではない。従来の性能試験から特性のわかっている項目については，試験を実施しなくてもよい。また，免震装置の全数に対して性能試験を行うか，任意に抽出した免震装置に対して性能試験を行うかは，当該免震装置の使用実績や試験項目に応じてきめなければならない。

なお，本章では，動的特性と静的特性に分けて4.1.2および4.1.3に規定する免震装置の特性の幅を規定する。このうち，免震装置としての耐力や耐久性，信頼性に関する規定を除いた免震装置の力学的特性に関しては，これがある幅に収まっていれば3章における免震設計がしやすいというだけで，必ずしも免震装置として絶対に必要な条件ということではない。表現を変えると，免震装置がいかに複雑な力学特性を有していようと，これが安定したものであり試験等によってその特性がわかっていれば，免震設計ではこれを設計計算に反映することが可能であるということである。

(2)　免震装置のエネルギー吸収機構にはいろいろなものがあるが，主要なものを挙げると以下の通りである。

(a)　変位依存型免震装置

(b)　摩擦型免震装置

(c)　速度依存型免震装置

したがって，本規定では，こうした3つに分けて性能確認試験方法を示す。ただし，こうした規定の仕方は将来の新しい技術開発を阻げようとするものではないので，将来，さらに新しい機構が開発された場合には，そのエネルギー吸収機構に応じて適切に免震装置の性能確認方法を検討しなければならない。

7.2　免震装置の動的特性

7.2.1　一　　般

4.1.2に規定される免震装置の動的特性を確保するためには，以下の試験を行うものとする。

(1)　設計に用いた免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_Bを確認するための試験

(2)　地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位u_Bによる50回の正負連続くり返し載荷試験

(3)　免震装置に生じる残留変位を確認するための試験

(4)　常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験

a)　くり返し載荷に対する安定性

b)　履歴経験に対する安定性

c) 支圧応力度の変化に対する安定性
d) 変形速度の変化に対する安定性
e) 静的予変位に対する安定性
f) 温度変化に対する安定性

4.1.2に規定される免震装置の動的特性を確認するために必要とされる試験の種類を示したものである。免震装置の特性に応じては，該当しないものもあるため，適宜，必要な項目を選択して試験を行うのがよい。

常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するために考えられる試験としては，以下のものがある

(1) くり返し載荷に対する安定性

免震装置の中には，地震によりくり返し載荷をうけると，免震装置の等価剛性K_Bや等価減衰定数h_Bが変化するものがある。これらが，地震力を受けている間に大きく変化すると，設計で想定した状態とは異なった振動を引き起こす恐れがあるため，これらの変化の大きさを評価するための試験である。

(2) 履歴経験に対する安定性

免震装置の中には，同じような変位を連続して受けても，最初の特性値と一度その変位を経験したあとの特性値が異なるものがある。免震装置の特性値が，地震力を受ける間に変化すると，設計で想定した状態と異なった振動を引き起こす恐れがあるため，この変化の大きさを評価するための試験である。

(3) 支圧応力度の変化に対する安定性

免震装置に作用する鉛直荷重が，架設誤差や下部構造の不等沈下等の影響で，設計で想定した値と異なる場合がある。このような条件下でも，免震装置が安定して機能することを確認するための試験である。

(4) 変形速度の変化に対する安定性

地震時には免震装置はいろいろな振動速度の変形が生じるため，これらに対して安定して機能することを確認するための試験である。

(5) 静的予変位に対する安定性

免震装置は，一般に温度変化の影響による静的な変位振幅をくり返し受ける状態で使用される。静的予変位の大きさによって，免震装置の中には動的特性が変化するものがある。この変化が大きいと，設計で想定した状態とは異なった挙動を生じる場合があるため，この変化の大きさを評価するための試験である。

(6) 温度変化に対する安定性

免震装置周辺の温度は，季節的に装置の供用期間内にくり返し変化する。このような環境条件下においても，免震装置の特性が安定して機能することを確認するための試験である。

7.2.2 設計に用いた免震装置の等価剛性および等価減衰定数を確認するための試験

(1) 変位依存型免震装置

温度を+20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，免震装置に3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Bd}に相当する水平変位を3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数で10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数を式（7.2.1）および式（7.2.2）で算出する。

$$K_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}K_{Bj} \qquad (7.2.1)$$

$$h_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}h_{Bj} \qquad (7.2.2)$$

ここに，

K_{Bm}：免震装置の平均等価剛性(tf/m)

h_{Bm}：免震装置の平均等価減衰定数

K_{Bj}：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の等価剛性(tf/m)で，式（3.4.3）により算出する。

h_{Bj}：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の等価減衰定数で，式（3.4.4）により算出する。

式（7.2.1）および式（7.2.2）で算出される免震装置の平均等価剛性K_{Bm}および平均等価減衰定数h_{Bm}は，設計値に対してそれぞれ±10%以内になければならない。

(2) 摩擦型免震装置

温度を+20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，免震装置に3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Bo}に相当する水平変位を3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数で10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数を式（7.2.3）で算出する。

$$\mu_m = \frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}\mu_j \qquad (7.2.3)$$

ここに，

μ_m：免震装置の平均摩擦係数(tf・sec/m)

μ_j：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の摩擦係数(tf・sec/m)

式（7.2.3）により求められた免震装置の平均等価摩擦係数μ_mを用いて算定された免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，設計値に対してそれぞれ±10%以内に収まっていなければならない。

(3) 速度依存型免震装置

温度を+20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，免震装置に3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位u_{Bo}に相当する水平変位を3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数で10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均粘性係数を式（7.2.4）で算出する。

$$C_m = \frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}C_j \qquad (7.2.4)$$

ここに，

C_m：免震装置の平均粘性係数(tf・sec/m)

C_j：10サイクルのくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の粘性係数(tf・sec/m)

式（7.2.4）により求めた免震装置の平均粘性係数C_mを用いて算定された免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，設計値に対してそれぞれ±10%以内に収まっていなければならない。

(4) 上記(1)～(3)で，ダンパーとアイソレーターが別になっている免震装置にあっては，その機能が明確に2つに分かれることが明かな場合には，ダンパーとアイソレーターを別々に試験することができる。

4.1.2の(1)項に相当する規定を確認するための試験方法を示したものである。変位依存型免震装置の場合には，免震装置の等価剛性および等価減衰定数が，摩擦型免震装置の場合には免震装置の摩擦係数が，また，速度依存型免震装置の場合には免震装置の粘性係数が，それぞれ，3章に規定する免震設計に用いた免震装置の特性値の±10%以内に収まっていることを確認するための試験法を規定したものである。

試験条件としては，一般の使用温度を規定し，免震装置の設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を与えるものとした。したがって，寒冷地向けの免震装置の試験に際しては，実状に合わせて試験温度を定めるのがよい。また，

ダンパーとアイソレーターが別になった免震装置において，両者の力学的な分担が明確な場合には，その機能に応じて鉛直荷重を分担させて試験してもよいものとした。

免震装置に作用させる水平変位は，3.4.1に規定する免震装置の有効設計変位 u_{Bo} に相当する変位とした。これは，免震設計では有効設計変位 u_{Bo} に相当する変位を用いて免震装置の等価剛性，等価減衰定数等を定めているためである。また，くり返し荷重の振動数は3.5に規定する橋の固有周期に相当する振動数としたが，これも免震橋の固有周期を想定したためである。ただし，7.2.1に示したように，試験装置の性能等を勘案し，水平力の振動数を定めるのがよい。

免震装置の中には，剛性および減衰定数が一定値に落着くためにある回数だけくり返して変形させる必要があるものがある。このため，10回のくり返し載荷を加える中から初期の3回の履歴曲線の部分は除き，4回目から10回目までの履歴曲線から免震装置の特性値を定めることとした。

7.2.3　地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位による50回の正負連続くり返し載荷試験

原則として，温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に相当する水平変位を 0.5Hzの振動数で50回くり返して免震装置に作用させた場合に，免震装置は有害な損傷を生じないことを確認しなければならない。

4.1.2の(2)項に相当する規定を確認するための試験方法を示したものである。温度を20℃としたのは，一般の温度帯にある地域を想定したためであり，特に寒冷地にあっては，実状に応じて試験温度を定めるのがよい。水平力の振動数は原則として 0.5Hzとしたが，この試験では，振動数が著しく低くない限り，あまり振動数は重要ではない。したがって，試験装置の特性に応じて0.1Hz程度までは振動数を下げてもよい。

有害な損傷とは，免震効果に影響を及ぼすような構造的な損傷のことである。

7.2.4　免震装置に生じる残留変位を確認するための試験

温度を20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に相当する水平変位だけ免震装置を強制的に変形させ，これを静かにはなして自由に免震装置を復元させる。免震装置を自由にしてから5秒後に残った変位を残留変位 u_{BR} とみなす。残留変位 u_{BR} は式（4.1.1）を満足しなければならない。

4.1.2の(4)項に相当する規定を確認するための試験方法を示したものである。温度を20℃としたのは，一般の温度帯にある地域を想定したためであり，特に寒冷地にあっては，実状に応じて試験温度を定めるのがよい。

強制変位を与えた状態で免震装置をはなす際には，衝撃を与えず静かにはなさなければならない。強制変位は時間とともに徐々に小さくなっていく特性をもった免震装置があるため，免震装置をはなしてから5秒以内にもどる値を残留変位とみなすこととした。

7.2.5　常時荷重の変動，温度変化等の環境条件に対する安定性を確認するための試験

[1]　くり返し載荷に対する安定性

(1)　変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を作用させた条件下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Bo} およびそれよりも小さい変位で，振動数 0.5Hzの水平力を免震装置に10回くり返し作用させた場合の免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，原則として式（7.2.5）および式（7.2.6）を満足しなければならない。

$$R_{Kc}=\frac{|K_{Bj}-K_{Bm}|}{K_{Bm}} \leqq \begin{cases} 0.3\ (j=1,2,3) \\ 0.1\ (j=4,5\cdots10) \end{cases} \qquad (7.2.5)$$

$$R_{hc}=\frac{|h_{Bj}-h_{Bm}|}{h_{Bm}} \leqq \begin{cases} 0.3(j=1,2,3) \\ 0.1(j=4,5\cdots10) \end{cases} \qquad (7.2.6)$$

ここに,

R_{Kc}：免震装置の等価剛性の変化率

R_{hc}：免震装置の等価減衰定数の変化率

K_{Bj}：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の等価剛性(tf/m)

K_{Bm}：免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する

h_{Bj}：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の等価減衰定数

h_{Bm}：免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

$$K_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}K_{Bj} \qquad (7.2.7)$$

$$h_{Bm}=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}h_{Bj} \qquad (7.2.8)$$

なお，免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，式（3.4.3）および式（3.4.4）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を作用させた条件下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} およびそれ以下の変位で，振動数 0.5Hzの水平力を免震装置に10回くり返し作用させた場合の免震装置の摩擦係数は，原則として式（7.2.9）を満足しなければならない。

$$R\mu_c=\frac{|\mu_j-\mu_m|}{\mu_m} \leqq \begin{cases} 0.3\ (j=1,2,3) \\ 0.1\ (j=4,5\cdots10) \end{cases} \qquad (7.2.9)$$

ここに,

$R\mu_c$：免震装置の平均摩擦係数の変化率

μ_m：免震装置の平均等価摩擦係数で，式(7.2.10)により算出する。

μ_j：10回のくり返し載荷をした場合の第 j サイクルめの免震装置の摩擦係数（tf・sec/m)で，式（7.2.11）により算出する。

V_c：鉛直荷重(tf)

Q：水平力と水平変位の履歴曲線において，水平変位が零の場合の水平力(tf)

$$\mu_m=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}\mu_j \qquad (7.2.10)$$

$$\mu_j=\frac{Q}{V_c} \qquad (7.2.11)$$

(3) 速度依存型免震装置

温度を＋20℃とし，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be} およびそれよりも小さい変位で，加振速度50cm/secの水平力を免震装置に10回くり返し作用させた場合の粘性係数は，原則として式（7.2.12）を満足しなければならない。

$$R_{cc}=\frac{|C_j-C_m|}{C_m}\leq\begin{cases}0.3\ (j=1,2,3)\\0.1\ (j=4,5\cdots10)\end{cases}\qquad(7.2.12)$$

ここに，

R_{cc}：免震装置の粘性係数の変化率

C_j：10回のくり返し載荷をした場合の第jサイクルめの免震装置の粘性係数(tf・sec/m)で，式（7.2.14）により算出する。

Q：水平力と水平変位の履歴曲線において，水平変位が零の場合の水平力(tf)

v：加振速度(m/sec)

C_m：免震装置の平均粘性係数(tf・sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

$$C_m=\frac{1}{7}\sum_{j=4}^{10}C_j\qquad(7.2.13)$$

$$C_j=\frac{Q}{v}\qquad(7.2.14)$$

(1) 免震装置が使用される平均的な温度および支圧応力度の下で，くり返し載荷に対する安定性を定めたものである。振動数を0.5Hzとしたのは，免震橋の固有周期が0.7～2秒あたりにある場合が多いとともに，載荷装置の特性や試験方法等を考慮したものである。

免震設計から見ると，免震装置の等価剛性および等価減衰定数はくり返し載荷によらず，なるべく一定であることが望ましい。しかしながら，免震装置によっては，くり返し載荷の初期に定常状態とは異なる等価剛性や等価減衰定数を与えるものがある。ここでは，免震設計からこの程度は必要と考えられる特性と実際に現在供給される免震装置の実状の両者から，10回のくり返し載荷のうち，前半の3回と後半の7回に分け，それぞれ式（7.2.5），式（7.2.6）のように免震装置の等価剛性および等価減衰定数が満足すべき幅を規定したものである。このうち，前半の3回については，10回のくり返し載荷による免震装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値に対する変化率が30%とかなり大きな値まで許している。これについては，いろいろな論議があったが，とりあえず暫定値として定めた値である。今後の免震装置の開発の動向を見きわめて再検討していくことが必要と考えられる。

(2) (1)と同じ考え方に基づき試験方法及び判定基準を定めた。10回のくり返し載荷のうち，前半の3回のくり返しから求められる免震装置の摩擦係数の変化率を0.3とかなり大きくしている理由も(1)と同じである。

(3) 速度依存型免震装置の場合には，変位依存型免震装置および摩擦型免震装置の場合の振動数 0.5Hzにかえて，加振速度50cm/secを標準とすることとした。これは，速度依存型免震装置の水平反力が主として振動速度に依存するためである。なお，振動数と速度の対応は次式に基づいている。

$$v=2\pi\cdot f\cdot u_{Bo}\qquad(解7.2.1)$$

ここに，

v：振動速度（cm/sec）

f：振動数（Hz）

u_{Bo}：免震装置の有効設計変位（cm）

式（解7.2.1）から，$f=0.5$Hzとし，$u_{Bo}=15$cmとすれば，$v\fallingdotseq50$cm/secとな

[2] 履歴経験に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

7.2.5[1]に規定する一連の試験を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行った場合の1シリーズめと2シリーズめの免震装置の有効設計変位u_{Bo}に対する免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として，式（7.2.15）および式（7.2.16）を満足しなければならない。

$$R_{KR}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.15)$$

$$R_{hR}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.16)$$

ここに,

R_{KR} ：履歴経験による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hR} ：履歴経験による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：1シリーズめの免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：2シリーズめの免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：1シリーズめの免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bm2} ：2シリーズめの免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

7.2.5[1]に規定する一連の試験を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行った場合の1シリーズめと2シリーズめの免震装置の平均摩擦係数は，原則として式(7.2.17)を満足しなければならない。

$$R\mu_R=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.17)$$

ここに,

$R\mu_R$ ：履歴経験に対する免震装置の摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：1シリーズめの免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

μ_{m2} ：2シリーズめの免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

(3) 速度依存型免震装置

7.2.5[1]に規定する一連の試験を1シリーズとし，これを連続して2シリーズ行った場合の1シリーズめと2シリーズめの免震装置の平均粘性係数は，原則として式（7.2.18）を満足しなければならない。

$$R_{CR}=\frac{|C_{m1}-C_{m2}|}{C_{m1}}\leqq 0.1 \qquad (7.2.18)$$

ここに,

R_{CR}：履歴経験に対する免震装置の平均粘性係数の変化率

C_{m1}：1シリーズめの免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

C_{m2}：2シリーズめの免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

1シリーズめの試験とは，当該免震装置に対する処女載荷をいう。2シリーズめの試験は1シリーズめの試験から3時間以内に開始することを原則とする。これは，1シリーズめの試験から長時間経てから2シリーズめの試験を行うと1シリーズめの試験による履歴経験が失われる免震装置があるためである。

式（7.2.15）および式（7.2.16）で履歴経験による免震装置の等価剛性の変化率R_{KR}および等価減衰定数の変化率R_{hR}を算出する際には，1シリーズめおよび2シリーズめの試験の中から免震装置に与えた水平変位が同じ試験データから求めた等価剛性の平均値K_{Bm1}，K_{Bm2}および等価減衰定数の平均値h_{Bm1}，h_{Bm2}を用いなければならない。式（7.2.17）による履歴経験に対する免震装置の摩擦係数の変化率$R\mu_R$および式（7.2.18）による履歴経験に対する免震装置の粘性係数の変化率R_{CR}の算出も同様である。

〔3〕 支圧応力度の変化に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，ひずみ振幅が±100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数0.5Hzの水平力を設計支圧応力度，設計支圧応力度の1/2，80kgf/cm²に相当する鉛直荷重作用下で各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式（7.2.19）および式（7.2.20）を満足しなければならない。

$$R_{Kb}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.19)$$

$$R_{hb}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.20)$$

ここに，

R_{Kb} ：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hb} ：支圧応力度の変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：設計支圧応力度の1/2 もしくは80kgf/cm²相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価剛性（tf/m）で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bm2} ：設計支圧応力度の1/2 もしくは80kgf/cm²相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

温度を＋20℃とし，ひずみ振幅が±100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数0.5Hzの水平力を設計支圧応力度，設計支圧応力度の1/2，80kgf/cm²に相当する鉛直荷重作用下で各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数は，原則として式（7.2.21）を満足しなければならない。

$$R\mu_b=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.21)$$

ここに，

$R\mu_b$ ：支圧応力度の変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：設計支圧応力度相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

μ_{m2} ：設計支圧応力度の1/2 もしくは80kgf/cm²相当の鉛直荷重作用下の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

支圧応力度による免震装置の等価剛性および等価減衰定数の依存性は，免震装置に与える変位にはあまりよらないことから，試験の便を考え，免震装置に与える変位はひずみ振幅の±100 %，または，変位振幅が±15cmと定めた。

また，支圧応力度の幅は設計支圧応力度を基本とし，この半分，最大支圧応力度の80kgf/cm²としたが，実際には大地震時に上下方向に生じる地震動加速度を考えてもこのように大きな支圧応力度の変化は生じない。したが

って，支圧応力度の幅としては非常に厳しい条件を考えていることになる。
摩擦型免震装置の場合にも，変位依存型免震装置と同じ考え方をとった。

[4] 変形速度の変化に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，ひずみ振幅が± 100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数 0.1Hz，0.5Hz，1.0Hzの水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式（7.2.22）および式（7.2.23）を満足しなければならない。

$$R_{Kf}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.22)$$

$$R_{hf}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.23)$$

ここに，

R_{Kf} ：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hf} ：変形速度の変化に対する免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：加振振動数が 0.5Hzの場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：加振振動数が0.5Hz の場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により加算する。

h_{Bm2} ：加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，ひずみ振幅が±100 %，または，変位振幅が±15cmで，加振振動数 0.1Hz，0.5Hz，1.0Hzの水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数は，原則として式（7.2.24）を満足しなければならない。

$$R\mu_f=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.24)$$

ここに，

$R\mu_f$ ：変形速度の変化に対する免震装置の平均摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：加振振動数が0.5Hz の場合の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）より算出する。

μ_{m2} ：加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

(3) 速度依存型免震装置

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，速度50cm/sec，振動数0.1Hz，0.5Hz，1.0Hz の水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均粘性係数は，原則として式

(7.2.25) を満足しなければならない。

$$R_{cf}=\frac{|\ C_{m1}-C_{m2}\ |}{C_{m1}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.25)$$

ここに,

R_{cf} : 変形速度の変化に対する免震装置の平均粘性係数の変化率

C_{m1} : 加振振動数が0.5Hz の場合の免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式 (7.2.13) により算出する。

C_{m2} : 加振振動数が0.1Hzもしくは1.0Hzの場合の免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式 (7.2.13) により算出する。

変形速度による免震装置の等価剛性および等価減衰定数の依存性は，免震装置に与える変形にはあまりよらないことから，試験の便を考え，免震装置に与える変形はひずみ振幅の±100 %，または，変位振幅が±15cmと定めた。

変位依存型免震装置および摩擦型免震装置の場合は，ひずみ振幅または変位振幅を一定にして振動数を変化させているが，これは結果として速度も変えたことにもなっている。速度依存型免震装置は，もともと速度に依存してエネルギー吸収を図る装置であるから，速度は一定にした状態で振動数を変化させることとした。この結果，当然ながら変位振幅は変化することとなる。

なお，変位依存型免震装置や摩擦型免震装置における等価剛性および等価減衰定数と速度依存型免震装置の等価減衰定数は，速度によって変化しないほうが免震設計が簡単である。この試験により速度依存係数を検討するものであるが，7.1にも示したように速度依存性があっても，これが再現性のあるものであれば免震設計に取り入れることが可能である。このような点を考慮して，式 (7.2.22) ～式 (7.2.25) の範囲を±20%とした。

[5] 静的予変位に対する安定性

変位依存型免震装置では，温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，静的予変位を与えない場合と，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の有効設計変位 u_{Be}の30%に相当する静的予変位を与えた場合に対して，免震装置の有効設計変位 u_{Be}およびそれ以下の変位振幅で，で，振動数 0.5Hzの水平力を，免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式 (7.2.26) および式 (7.2.27) を満足しなければならない。

$$R_{Kd}=\frac{|\ K_{Bm}-K_{Bmd}\ |}{K_{Bm}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.26)$$

$$R_{hd}=\frac{|\ h_{Bm}-h_{Bmd}\ |}{h_{Bm}} \leqq 0.2 \qquad (7.2.27)$$

ここに,

R_{Kd} : 静的予変位による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{hd} : 静的予変位による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm} : 静的予変位を与えない場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式 (7.2.7) により算出する。

K_{Bmd} : 静的予変位を与える場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式 (7.2.7) により算出する。

ただし，免震装置の等価剛性は，式 (7.2.28) により算出する。

$$K_B = \frac{F(u_d + u_{Be}) - F(u_d - u_{Be})}{2\,u_{Be}} \qquad (7.2.28)$$

ここに，

K_B ：免震装置の等価剛性(tf/m)

$F(u)$ ：免震装置に水平変位uを与えるのに必要な水平力(tf)

u_d ：静的予変位(m)

u_{Be} ：免震装置の有効設計変位(m)で，3.4.1の規定による

h_{Bm} ：静的予変位を与えない場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bmd} ：静的予変位を与える場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

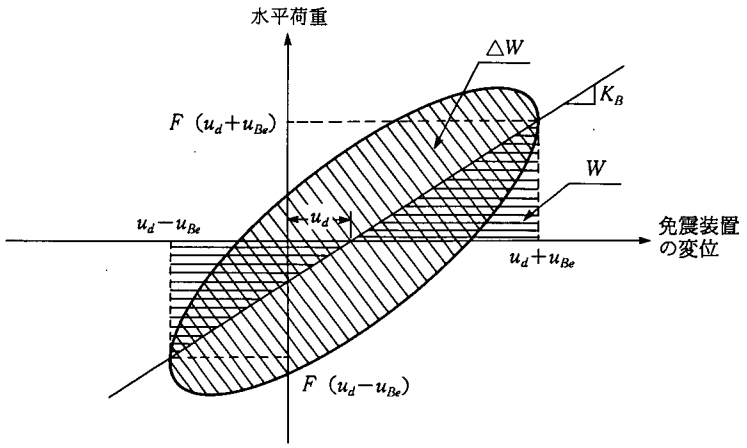
ただし，免震装置の等価減衰定数は，式（7.2.29）により算出する。

$$h = \frac{\triangle W}{2\pi W} \qquad (7.2.29)$$

ここに，

$\triangle W$: 免震装置が1サイクルの間に吸収するエネルギーで，図－7.2.1に示す水平変位の履歴曲線の面積(tf・m)

W ：免震装置の弾性エネルギーで，図－7.2.1に示す三角形の面積(tf・m)



図－7.2.1　静的予変位がある場合の免震装置の等価剛性および等価減衰定数

静的予変位の大きさが重要であるが，一般には温度変化等による桁の移動に伴う免震装置の移動量は，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B の30%を上回ることはないことから，静的予変位は u_B の30%とすることを原則とした。したがって，この状態から免震装置の有効設計変位 u_{Be} で免震装置に水平力を加え，免震装置の等価剛性および等価減衰定数を算出するものとした。

[6] 温度変化に対する安定性

(1) 変位依存型免震装置

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，温度を－10℃，＋20℃および＋40℃として，ひずみ振幅が±100%，または，変位振幅が±15cmで，振動数0.5Hzの水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合合の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，原則として式（7.2.30）および式（7.2.31）を満足しなければならない。

$$R_{Kt}=\frac{|K_{Bm1}-K_{Bm2}|}{K_{Bm1}}\leqq 0.3 \qquad (7.2.30)$$

$$R_{ht}=\frac{|h_{Bm1}-h_{Bm2}|}{h_{Bm1}}\leqq 0.2 \qquad (7.2.31)$$

ここに,

R_{Kt} ：温度変化による免震装置の平均等価剛性の変化率

R_{ht} ：温度変化による免震装置の平均等価減衰定数の変化率

K_{Bm1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

K_{Bm2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均等価剛性(tf/m)で，式（7.2.7）により算出する。

h_{Bm1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均等価減衰定数で，式（7.2.8）により算出する。

h_{Bm2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均等価減衰定数で式（7.2.8）により算出する。

(2) 摩擦型免震装置

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，温度を－10℃，＋20℃および＋40℃として，変位振幅が±15cmで振動数0.5Hz の水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均摩擦係数は，原則として式（7.2.32）を満足しなければならない。

$$R\mu_t=\frac{|\mu_{m1}-\mu_{m2}|}{\mu_{m1}}\leqq 0.3 \qquad (7.2.32)$$

ここに,

$R\mu_t$ ：温度変化による免震装置の平均摩擦係数の変化率

μ_{m1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均摩擦係数で，式(7.2.10)により算出する。

μ_{m2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均摩擦係数で，式（7.2.10）により算出する。

(3) 振動速度依存型免震装置

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，温度を－10℃，＋20℃および＋40℃として，速度50cm/sec，振動数0.5Hz の水平力を免震装置に各10回くり返し作用させた場合の免震装置の平均粘性係数は，原則として式（7.2.33）を満足しなければならない。

$$R_{ct}=\frac{|C_{m1}-C_{m2}|}{C_{m1}}\leqq 0.3 \qquad (7.2.33)$$

ここに,

R_{ct} ：温度変化に対する免震装置の平均粘性係数の変化率

C_{m1} ：温度が＋20℃の場合の免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

C_{m2} ：温度が－10℃および＋40℃の場合の免震装置の平均粘性係数(tf･sec/m)で，式（7.2.13）により算出する。

寒冷地域を除く地域における温度変化の幅を－10℃～＋40℃と見込み，この温度範囲における免震装置の等価剛性および等価減衰定数の変化率を規定したものである。

7.3 免震装置の静的特性

7.3.1 一　般

4.1.3に規定する免震装置の静的特性を確認するために，以下の試験を行うものとする。
1) 温度変化に伴う常時のくり返し変位に対する耐久性を確認するための試験
2) クリープによる圧縮変形量を確認するための試験
3) 温度変化が－10℃の時と＋40℃の時の免震装置の等価剛性を確認するための試験
また，クリープ，乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性は，緩速変形試験により確認しなければならない。

4.1.3に規定される免震装置の静的特性の中で，材料および構造の選定で対応したり，局部せん断ひずみの照査のように照査法が規定されている項目を除く静的特性を確認するための試験法を示したものである。また，緩速変形試験は，4.3.3，4.4.3，4.6.3，4.7.3，4.8.4に規定されるクリープ，緩速収縮，温度変化などの影響によりけたがゆっくり変形する際の免震装置の水平せん断力（反力）を求めるための試験である。

7.3.2 温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する耐久性を確認するための試験

設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，せん断ひずみで20%相当の水平変位による20,000回の正負連続くり返し載荷に対して，原則として以下の条件を満足しなければならない。
(1) 加振後の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，加振前の免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数の±10%以内にあることを原則とする。ここで，免震装置の平均等価剛性および平均等価減衰定数は，式（7.2.7）および式（7.2.8）により求めるものとする。
(2) 免震装置には損傷が生じないこと。

4.1.3の(1)項の規定に相当する温度変化に伴う常時の水平くり返し変位に対する免震装置の耐久性を確認するための試験方法と判定基準を示したものである。温度変化に伴って免震装置に作用する変位は，7.3.5に規定するように非常にゆっくりしているが，一般にはこのような速さで試験をすることはできないため，疲労試験と同様な試験をすることとなる。この場合には，緩速変形とは異なった反力特性を生じるが，免震装置の耐久性という観点からは，このような試験の方がはるかに苛酷な試験となることから，本文のように規定したものである。したがって，載荷振動数は特に規定していないが，一般の疲労試験程度の振動数をとってもよい。

くり返し回数は1日に1サイクルの正負くり返しが生じるものとして，約50年を見込み20,000回とした。

加振後の免震装置の平均等価剛性と平均等価減衰定数は，上記の使用年数内に大きな変化を生じてはならない。疲労試験なみの苛酷な条件下での試験となることを考慮して，これらの特性値が±10%以内に収まることを原則とした。

7.3.3 クリープによる圧縮変形量を確認するための試験

温度＋20℃で，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重を1000時間作用させた場合に免震装置に生じる鉛直変位をもとに，式（7.3.1）から橋の設計供用年数に相当するクリープを求める。

$$\delta_{cR} = a\, t^{b} \qquad (7.3.1)$$

ここに，

δ_{cR} ：免震装置のクリープ変形量(mm)

t ：橋の設計供用年数（時間）

a，b：クリープ定数で，式（7.3.2）および式（7.3.3）により算出する。

$$a = (\delta_{100})^2 \ / \ (\delta_{1000})^2 \qquad (7.3.2)$$

$$b = log\,(\delta_{1000} / \delta_{100}) \qquad (7.3.3)$$

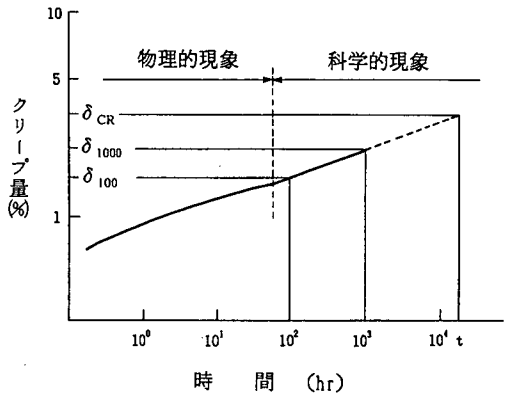
δ_{100} ：100時間後に生じる免震装置の鉛直変位(mm)

δ_{1000}：1000時間後に生じる免震装置の鉛直変位(mm)

式（7.3.1）で算出した橋の設計供用年数に相当するクリープ量は，ゴム総厚の5％以下でなければならない。

4.1.3の(3)項の規定に相当するゴム系免震装置およびアイソレーターに生じる上部構造死荷重によるクリープの算出方法を示したものである。

鉛直荷重支持下におけるゴム支承は，その高さが時間の経過とともに減少するクリープ減少を呈する。図ー解7.3.1にクリープ量と時間の関係を概念的に示す。初期のクリープはゴムの粘弾性的性質に起因する物理的現象が支配的であり，その後の直線的に変化するクリープは分子間の化学的変化（酸化劣化等）に起因する化学的現象が支配的となる。ここでは，この直線的に変化する部分に着目し，100時間と1000時間のクリープ量を測定し，これより外挿して橋の設計耐用年数に相当するクリープ量を算出することにした。



図ー解7.3.1　クリープ量と時間の関係

7.3.4　温度変化が－10℃時と＋40℃時の免震装置の等価剛性を確認するための試験

温度が－10℃および＋40℃のそれぞれに対して設計支圧応力度に相当する鉛直荷重の作用下で，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B の30％に相当する水平変位を振動数0.5Hzで10回くり返して作用させた場合の免震装置の平均等価剛性は，式（7.3.4）を満足しなければならない。

$$\frac{K_{Bm1}}{K_{Bm2}} \leqq 1.3 \qquad (7.3.4)$$

ここに，

K_{Bm1} ：温度が－10℃時の免震装置の平均等価剛性で，式（7.2.1）により算出する。

K_{Bm2} ：温度が＋40℃時の免震装置の平均等価剛性で，式（7.2.1）により算出する。

4.1.3の(4)項の規定に相当する温度変化に対する免震装置の等価剛性の確認試験方法を示したものである。一般には温度変化等によるけたの移動に伴う免震装置の移動量は，3.4.1に規定する地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B の30％を上回ることはないことから，水平変位を u_B の30％と規定した。温度変化に伴って免震装置に作用する変位は，7.3.5に規定するように非常にゆっくりしているが，試験の便を考慮してここでは，振動数を0.5Hzとした。

試験に際しては免震装置の内部まで一定温度にするように十分配慮しなければならない。

7.3.5 クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性

クリープ，乾燥収縮，温度変化などの影響による緩速変形による水平反力特性は，以下に示す(1)もしくは(2)の方法により推定するものとする。

(1) 外挿法

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，ひずみ振幅が±50%，または，± 7.5cmの変位振幅で，速度0.002cm/sec，0.005cm/sec，0.01cm/sec，0.05cm/sec，0.1cm/sec，0.5cm/sec，1.0cm/sec，5.0cm/sec の水平力を免震装置に各3回ずつくり返して与える。3回めの載荷で得られた履歴曲線から式（7.3.5）により緩速変形時のゴムのせん断弾性係数を算出し，これと加振速度の関係を外挿して変位速度0.0001cm/secにおけるゴムのせん断弾性係数を算出する。緩速変形に対する免震装置の水平反力は，式（7.3.6）により算出する。

$$G_S = \frac{F_t \cdot \Sigma t_e}{A_R \cdot u_t} \qquad (7.3.5)$$

$$F_0 = \frac{A_R G_S}{\Sigma t_e} \cdot u_0 \qquad (7.3.6)$$

ここに，

G_S ：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(tf/m²)
F_t ：各加振速度のおける3回めの載荷で得られた履歴曲線から求められた水平反力(tf)
Σt_e ：ゴムの総厚(m)
A_R ：ゴムの支圧面積(m²)
u_t ：試験に用いた変位(m)で50%せん断ひずみまたは0.075mに相当する
F_0 ：緩速変形に対する免震装置の水平反力(tf)
u_0 ：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(m)

(2) 応力緩和法

温度を＋20℃とし，設計支圧応力度に相当する鉛直荷重作用下で，速度0.1cm/sec による一方向加力をひずみ12.5%（変位1.875cm）まで行ない，その変位をホールドした状態で1.5時間休止する。1.5時間休止後，さらにひずみ25%（変位3.75cm）までの加力を速度0.1cm/sec で行い，再びその変位をホールドした状態で1.5時間休止する。続いて，ひずみ37.5%（変位5.625cm），つぎに，ひずみ50%（変位7.5cm）と，速度0.1m/secの加力と1.5時間の休止をくり返して与える。履歴曲線より得られた応力緩和後の水平力とせん断変形の関係を式（7.3.7）で，また，せん断弾性係数を式（7.3.8）により算出する。緩速変形に対する免震装置の水平反力は，式(7.3.9)により算出する。

$$F_0 = a \cdot u_0{}^b$$

$$G_s = \frac{F_r \cdot \Sigma t_e}{A_R \cdot u_r} \qquad (7.3.8)$$

$$F_0 = \frac{A_R \cdot G_s}{\Sigma t_e} \cdot u_0 \qquad (7.3.9)$$

ここに，

F_r　：応力緩和試験より得られた緩速変形に対する水平反力(tf)

u_r　：応力緩和試験に用いた変位(m)

a，b：定数で，式（7.3.10）および式（7.3.11）により算出する。

$$b=\frac{\log\left(F_{50}/F_{25}\right)}{\log\left(u_{50}/u_{25}\right)} \qquad (7.3.10)$$

$$a=\frac{F_{50}}{{u_{50}}^{b}} \qquad (7.3.11)$$

G_s　：緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(tf/m$_2$)

Σt_e：ゴムの総厚(m)

A_R　：ゴムの支圧面積(m^2)

F_0　：緩速変形に対する免震装置の水平反力(tf)

u_0　：クリープ，乾燥収縮，温度変化などによる設計変位(m)

F_{25}　：25%ひずみにおける1．5時間休止後の免震装置の水平反力(tf)

F_{50}　：50%ひずみにおける1．5時間休止後の免震装置の水平反力(tf)

u_{25}　：25%ひずみに相当する免震装置の水平変位(m)

u_{50}　：50%ひずみに相当する免震装置の水平変位(m)

ゴム系のアイソレーターまたは免震支承では，クリープ乾燥収縮，温度変化等の影響による緩速変形時の等価剛性が通常の地震荷重を受ける場合の等価剛性とは異なるものがある。したがって，ここでは，こうした緩速載荷時の免震装置の水平反力を求める試験方法を規定した。

1日の温度昇降を±5℃と仮定すると，温度変化等の影響によって支承に生じる変位速度は，式（解7.3.1）で与えられる。

$$v=2.8\times10^{-7}L \qquad (解7.3.1)$$

ここに，

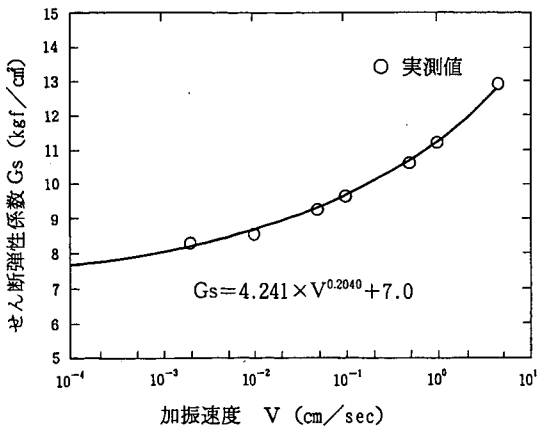
v：変位速度(cm/sec)

L：伸縮桁長(m)

伸縮けた長を500mとすると，$v=1.4\times10^{-4}$cm/secとなり，地震による変位速度に比べると非常に小さい。しかし，通常の加振方法では，温度変化等によるゆっくりした変位速度を再現することは一般に困難である。そこで，ここでは通常の加振機を用いて緩速変形時の免震装置の水平反力の推定方法を2案示した。なお，ここに示した2種類の方法を用いるとほぼ同じ水平反力が求められることが確かめられている。

(1) 外挿法

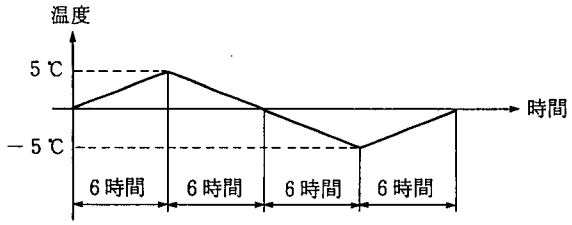
この方法は，全ての免震装置に対して適用可能である。ここで，加振速度を0.002cm/sec～5.0cm/secの範囲と規定したが，さらに試験機に低速領域の加振能力があれば，加振能力に応じて低速領域での試験を行うのがよい。一例として図－解7.3.1に，この方法により求めた高減衰ゴム支承の等価せん断弾性係数と変位速度の関係を示す。



図－解7.3.1

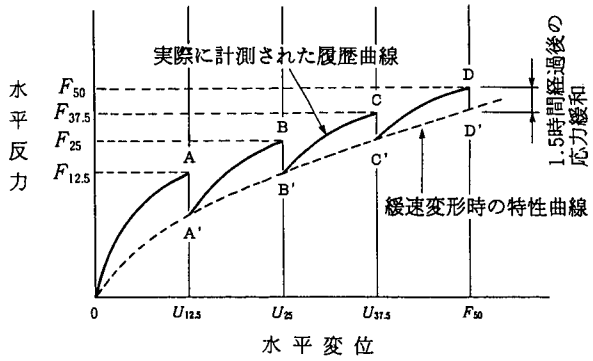
(2) 応力緩和法

この方法は，高減衰積層ゴム支承および鉛プラグ入り積層ゴム支承等のように，時間とともに内部応力の緩和が起こる免震装置に適用できる。計測時間を合計6時間としたのは，図－解7.3.2に示すように，温度昇降に1/4日を要するためである。



図－解7.3.2　温度の日変化

図－解7.3.3は，応力緩和法による免震装置の水平反力と変位の履歴曲線である。ここで，0－A－A'－B－B'－C－C'－D－D'は実際の履歴曲線である。A'点，B'点，C'点，D'点は，それぞれ12.5%，25%，37.5%および50%における1.5時間休止後の応力緩和が行われた後の水平反力である。0－A'－B'－C'－D'を結ぶ曲線が6時間の間に進行する応力緩和を加味した近似的な反力特性である。



図－解7.3.3　緩速変形に対する反力特性

8章　免震設計を用いた耐震補強

(1)　下部構造の耐震補強に免震設計を適用するためには，3章に示す基本方針の他に以下の各項を満足するものでなければならない。

1)　下部構造の耐力が正確に算定できること

2)　鉄筋コンクリート橋脚において曲げ破壊よりもせん断破壊が先行しないこと

3)　鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部でせん断破壊を起こさないこと

(2)　多径間の単純橋からなる下部構造の耐震補強に免震設計を適用する際には，桁連結を併用するのがよい。

(1)　3章の規定に加えて既設橋の耐震補強に免震設計を採用する際の適用条件を示したものである。免震設計により地震力を低減したり，地震力を分散することができれば，下部構造の耐震性が相対的に低い既設橋の耐震補強に免震設計を適用できる場合がある。このためには，免震設計の採用により下部構造に作用する地震力の低減が所期の耐震補強効果に見合うものでなければならない。免震設計を採用しても，下部構造に作用する地震力が低減されない場合には，耐震補強に免震設計を適用してはならない。また，下部構造に作用する地震力を無理に低減するために免震効果を過度に期待する設計をしてはならない。

下部構造がよくわからない材料や構造から成り，調査してもその耐力を正しく把握できない場合には，免震設計を適用してはならない。また，鉄筋コンクリート橋脚で，橋脚基部の曲げ破壊よりもせん断破壊が先行したり，主鉄筋の途中定着部（段落し部）でせん断破壊を起こす可能性がある場合にも免震設計を適用してはならない。

(2)　多径間単純橋の下部構造の耐震補強に免震設計を適用する場合には，桁連結を併用するのがよい。これは，桁連結により，橋全体の不静定次数を上げ，伸縮継手の個数を減らすことができるためである。桁連結については9章の規定を参考にするのがよい。

9章　免震設計を用いた単純桁の連続化

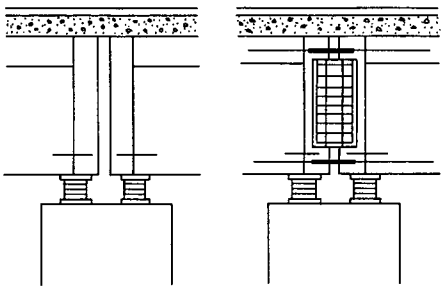
免震設計を用いて単純桁の連結化を図る場合には，免震効果により下部構造の抵抗性能に見合うように，上部構造の慣性力を適切に低減もしくは分散させなければならない。

既設道路橋の上部構造形式を単純桁から連続形式に変更する手段として免震装置を適用する場合の基本的な留意事項を示したものである。

単に連続化するだけであれば，反力分散支承等の利用が考えられるが，免震支承を採用することにより，地震力の分散と同時に地震力の低減も図り，下部構造に対する地震力の分配により大きな自由度を与えようというものである。

単純桁を連結化する場合には，図－解9.1に示すように，いくつかの構造が考えられる。以下に示す事項について検討し，構造を決定するのがよい。

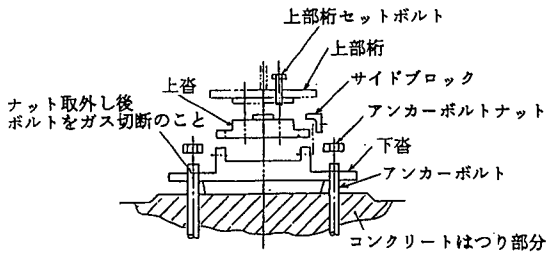
① 上部構造慣性力の伝達方法
② 輪荷重に対する強度
③ 主桁の支点上曲げモーメントに対する補強方法
④ 連結部を2点支承にすることによる負反力の発生



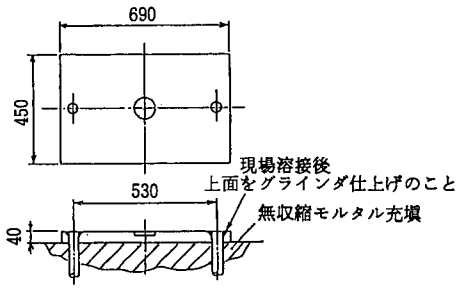
(a) 床板の連結化　　(b) 桁の連結化

図－解9.1　連結構造

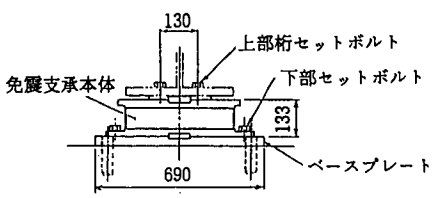
支承の取替え方法としては，既設の支承を撤去し，新設支承を既設支承と同位置に設置す方法と新設支承を例えば，横桁位置等のように既設支承とは別位置に設置し，後に既設支承を撤去する方法の2つが考えられる。後者の方法では，新たにアンカーボルトを設置する必要があり，また，支承位置の横桁等の補強が必要になる。参考までに，前者の方法による支承の取替え手順を図－解9.2に示す。



(a) 既設支承の撤去



(b) ベースプレートのセット



(c) 取替後

図－解9.2　支承の取替え手順

参　考　資　料

参考資料－1　道路橋の免震設計の手順

免震装置の等価剛性および等価減衰定数は，免震装置の設計変位に基づいて算定する。また，免震装置の地震時安定性は，免震装置の設計変位をもとにして照査する。したがって，免震設計においては，免震装置の設計変位を適切に定めることが重要であるが，免震装置は非線形な履歴特性を有するため，免震装置の設計変位を決定するためには，一般に繰り返し計算を行う必要がある。

マニュアル（案）では，設計振動単位ごとに橋を骨組構造にモデル化して解析することを原則としているが，免震設計の初期の段階においては，簡単な計算モデルを用いて免震装置の特徴，形状の比較検討や下部構造の概略形状の設定等を行うのが効率的である。したがって，ここでは，こうした初期検討を含めて免震設計の実務的な設計手順について示す。**図－参1.1** は免震設計フローを示したものである。

(1)　免震装置の選定

[1] の免震装置の選定においては，免震装置の形式，アイソレーターおよびダンパーの形状，仕様等を決定する。免震装置の選定にあたっては，所定の免震効果を得ることのみならず，温度，クリープ，乾燥収縮の影響についても留意しなければならない。

(2)　震度法による初期検討

[2]～[10]の震度法による初期検討では，**図－参1.2** に示すように，下面を固定条件とした免震装置により上部構造が支持されているとした場合の上部構造－免震装置系のモデルを用いて，免震装置の設計変位 u_{Bi}，等価剛性 K_{Bi}および等価減衰定数 h_{Bi}を算出する。免震装置の設計変位 u_{Bi}は式（参1.1)により，また，橋の固有周期および減衰定数は式（参1.3)，式（参1.4)により，それぞれ算出する。免震装置の設計変位 u_{Bi}は免震装置の等価剛性 K_{Bi}の関数となり，また，等価剛性 K_{Bi}は免震装置の設計変位 u_{Bi}の関数となるため，式（参1.1)および式（参1.2)を定めるためには，繰り返し計算が必要である。

$$u_{Bi} = k_h \cdot W_{Ui} / K_{Bi} \qquad (参1.1)$$

$$W_{Ui} = W_U \cdot K_{Bi} / \Sigma K_{Bi} \qquad (参1.2)$$

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{W_U / (\Sigma K_{Bi} \cdot g)} \qquad (参1.3)$$

$$h = \Sigma h_{Bi} \cdot k_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 / (\Sigma k_{Bi} \cdot u_{Bi}^2) \qquad (参1.4)$$

ここに，

u_{Bi}：i番目の免震装置の設計変位（m）

W_{Ui}：i番目の免震装置が水平力を分担する上部構造の重量（tf）

T　：橋の固有周期（秒）

h　：橋の減衰定数

k_h　：震度法に用いる設計水平震度

W_U　：上部構造の重量（tf）

K_{Bi}：i番目の免震装置の等価剛性（tf/m）

h_{Bi}：i番目の免震装置の等価減衰定数

g　：重力加速度（=9.8m/sec^2）

次に，橋脚の断面寸法を仮定し，式（参1.5)より算出される橋脚基部の曲げモーメント M_i に対して橋脚基部の配筋を決定し，応力度を照査する。

$$M_i = k_h \ (W_{Ui} \cdot \ell_i + W_{Pi} \cdot P_i) \qquad (参1.5)$$

ここに，

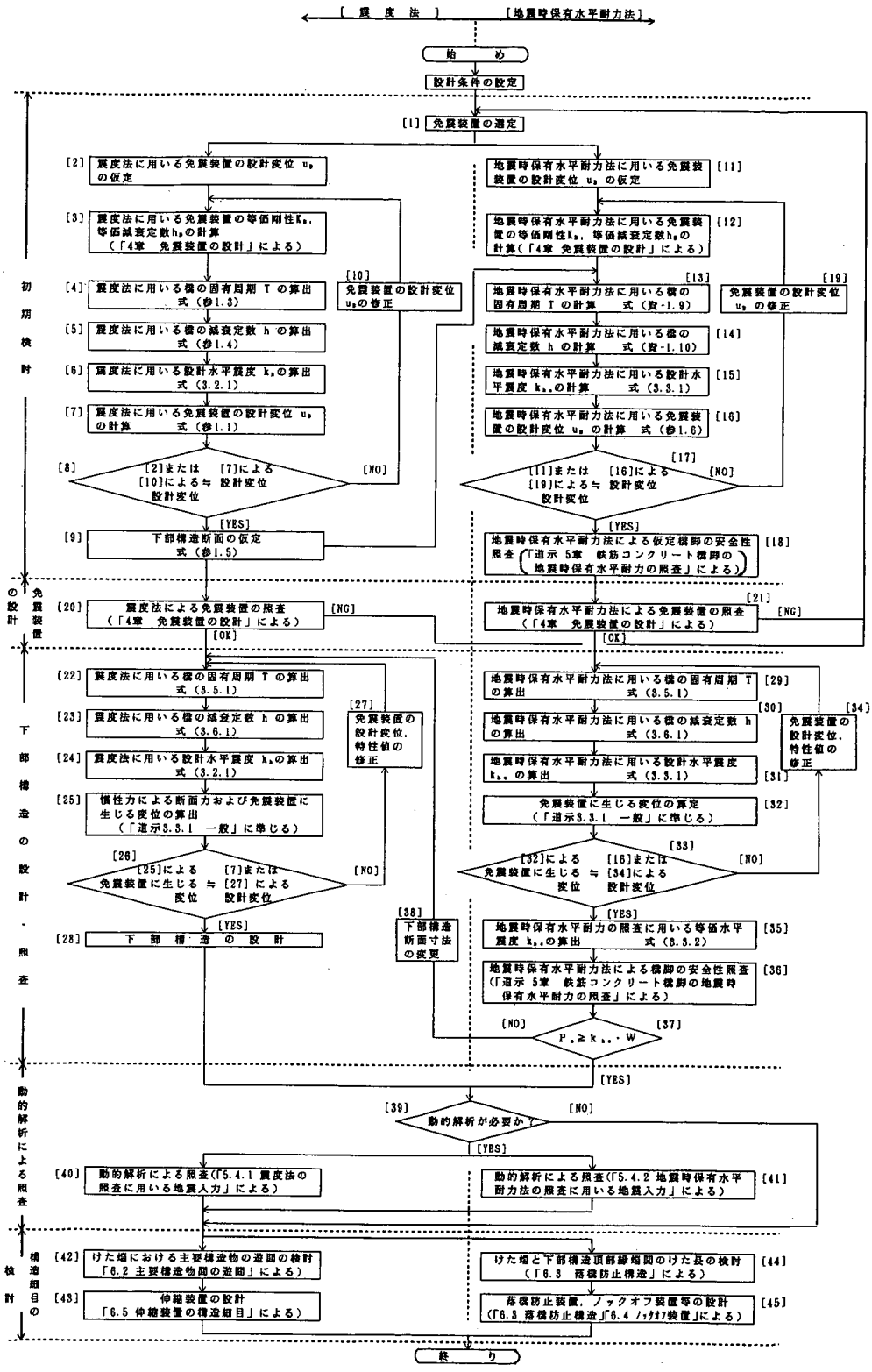
M_i　：i番目の橋脚基部に生じる曲げモーメント（tfm）

W_{Pi}：i番目の橋脚の重量（tf）

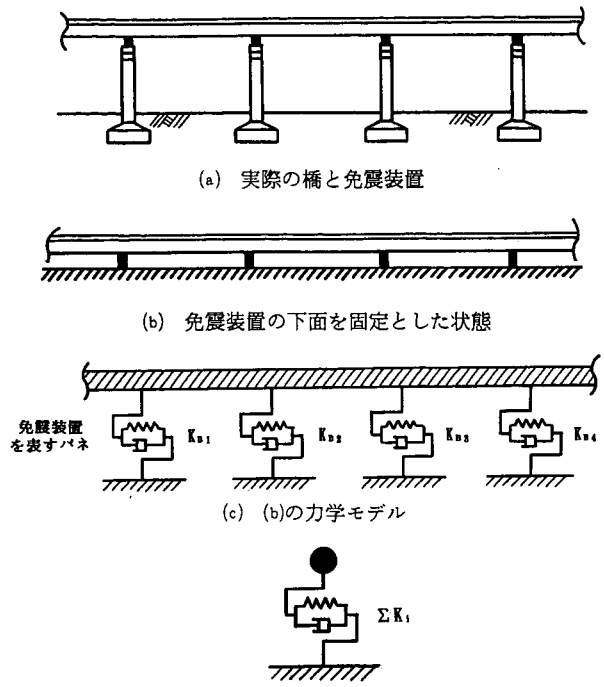
ℓ_i　：i番目の橋脚の上部構造慣性力の作用高さ（m）

P_i　：i番目の橋脚自重に起因する慣性力の作用高さ（m）

(3)　地震時水平保有耐力法による初期検討



図－参1.1 免震設計フロー



(a) 実際の橋と免震装置

(b) 免震装置の下面を固定とした状態

(c) (b)の力学モデル

(d) (c)を簡単にした力学モデル

図－参1.2 震度法における免震橋梁の初期検討モデル

[11]～「19」の地震時水平保有耐力法による初期検討では，図－参1.3 に示すように，免震装置および下部構造の剛性を考慮したモデルを用いて，免震装置の設計変位 u_{Bi}，等価剛性 K_{Bi} および等価減衰定数 h_{Bi} を繰り返し計算により算出する。橋脚および橋台の剛性としては，道路橋示方書の規定に従って降伏剛性（降伏水平耐力 P_y を降伏変位 δ_y で割った値）を用いる。免震装置の設計変位 u_{Bi} は式（参1.6)により，また，橋の固有周期および減衰定数はそれぞれ式（参1.9)，式（参1.10）により算定する。

$$u_{Bi} = k_{hc} \cdot W_{Ui} / K_{Bi} \qquad (参1.6)$$

$$W_{Ui} = W_U \cdot K_i / \Sigma K_i \qquad (参1.7)$$

$$1/K_i = 1/K_{Bi} + 1/K_{Pi} \qquad (参1.8)$$

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{W_u / (\Sigma K_i \cdot g)} \qquad (参1.9)$$

$$h = \frac{\Sigma h_{Bi} \cdot K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 + \Sigma h_{Pi} \cdot K_{Bi}^2 \cdot u_{Bi}^2 / K_{Pi}}{\Sigma K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 + \Sigma K_{Bi}^2 \cdot u_{Bi}^2 / K_{Pi}} \qquad (参1.10)$$

ここに，

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

K_i ：ｉ番目の免震装置と下部構造の降伏剛性から求まる等価剛性（tf/m）

h_{Bi}：ｉ番目の免震装置の等価減衰定数

K_{Pi}：ｉ番目の下部構造の降伏剛性で下式により算定する。（tf/m）

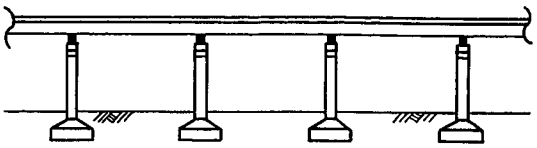
$$K_{Pi} = P_y / \delta_y \qquad (参1.11)$$

ここに，

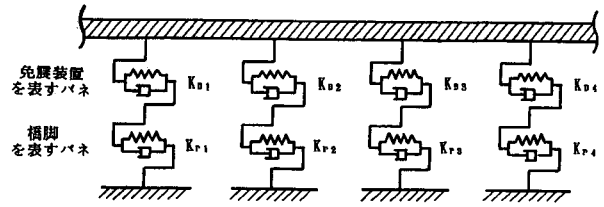
P_y ：下部構造の降伏水平耐力（tf）

δ_y ：下部構造の降伏変位(m)

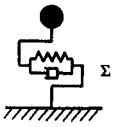
次に，道路橋示方書に従って，橋脚の地震時保有水平耐力の照査を行う。橋台に対しては，地震時保有水平耐力の照査は行わなくてもよい。



(a) 実際の橋と免震装置



(b) (a)の力学モデル



(c) (b)を簡単にした力学モデル

図－参1.3 地震時保有水平耐力法における免震橋梁の初期検討モデル

(4) 免震装置の照査

[20][21]の免震装置の照査では，マニュアル（案）の「4章　免震装置の設計」に従って，それぞれ震度法および地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に対して，積層ゴム支承の水平変位，局部せん断ひずみ等の照査を行う。

(5) 震度法による設計

[22]～「28」の震度法による下部構造の設計・照査においては，設計振動単位ごとに橋を骨組構造にモデル化し，マニュアル（案）に規定される震度法に用いる設計水平震度により，道路橋示方書に従って下部構造の設計を行う。また，免震装置に生じる変位が，震度法に用いる免震装置の設計変位 u_B に近似することを確認する。

(6) 地震時保有水平耐力法による調査

[29]～[38]の地震時保有水平耐力法による下部構造の設計・照査においては，マニュアル（案）に規定される地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度により，道路橋示方書に従って，鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査を行うとともに，免震装置に生じる変位が，地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に近似することを確認する。

(7) 動的解析による調査

一般に，免震装置を有する橋梁では，免震装置の変位に伴う1次振動モードが卓越するため，静的計算法の適用性が高いが，特に動的特性が問題になることが想定される場合には，[40][41]に示すようにマニュアル（案）の「5章　動的解析による照査」に従って，動的解析を行うものとする。

(8) 構造細目の検討

以上の手順に従って，免震装置と下部構造に対する安全が確認された場合には，[42]～[45]に示すように「6章　免震装置を用いる場合の構造細目」に従って，構造細目の設計を行う。

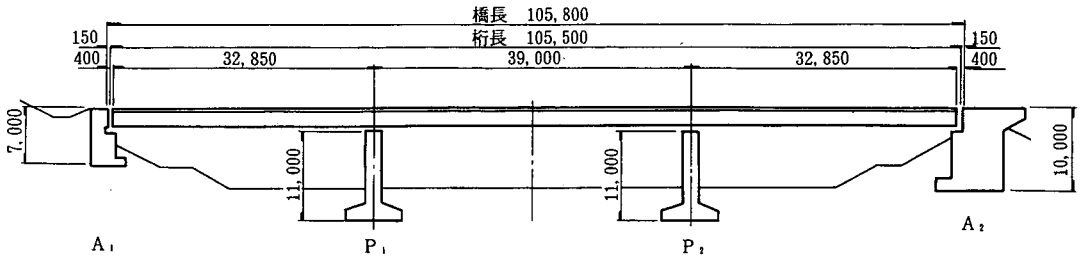
参考資料－2　免震装置の設計例

2.1　まえがき

官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」において開発された8種類の免震装置を用いて，同一の橋梁を対象に免震装置の試設計を行った。ここでは，今回の共同研究の中で等価剛性の算定法を新しく開発した鉛プラグ入り積層ゴム支承についても設計例を示す。

2.1.1　設計条件

(1)　対象橋梁



図－参2.1 設計対象とする橋梁の側面図

(2)　橋梁諸元

上部構造　　鋼3径間連続非合性鈑桁橋
下部構造　　橋台：逆T式　橋脚：壁式
上部構造重量　　1320tf

(3)　環境条件

地域区分　　A区分　　重要度　　1級
地盤種別　　Ⅰ種

(4)　支承設計反力

橋脚・橋台の支承の設計反力を表－参2.1 に示す。

表－参2.1 支承設計反力（tf）

橋　台　部　支　点			橋　脚　部　支　点		
死荷重	活荷重	合　計	死荷重	活荷重	合　計
42.6	18.4	59.0	139.4	43.6	183.0

(5)　下部構造の剛性

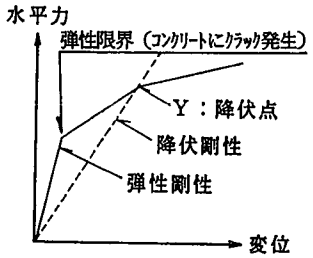
下部構造の剛性は，図－参2.2 に示す水平力と水平変位の関係から表－参2.2 の値とする。

(6)　設計水平震度

「3章　免震設計」の3.2 および3.3 に準拠する。

(7)　免震装置の設計変位

地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位は15～20cm程度を目標とする。



図－参2.2 水平力と水平変位の関係

表－参2.2 下部構造の剛性

剛　性 / 橋台・橋脚	弾性剛性 K_P (tf/m)	降伏剛性 K_{PY}(tf/m)
A_1	40 510	40 510
P_1	14 090	10 300
P_2	11 180	8 680
A_2	31 750	17 950

(8) 免震の方向

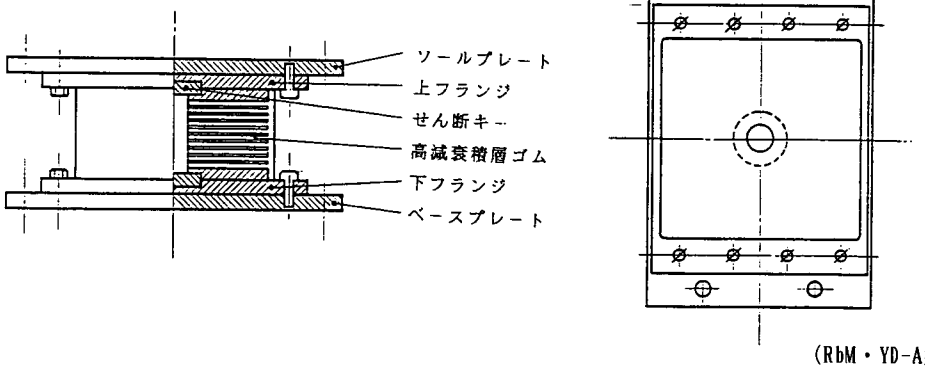
簡単のために，橋軸方向だけを免震化することとする。

2.1.2 試設計例

物性値，形状の設計式，モデル化の方法については，次項に具体的に記述する。免震装置の細部にわたる構造諸元や経済性等については別途検討しなければならない。

2.2 高減衰積層ゴム支承（その1，横浜ゴム㈱製免震支承）

2.2.1 構　成



図－参2.3 高減衰積層ゴム支承（その1）の一般図

2.2.2 特　徴

① 積層ゴム自体が高減衰性を有しており，別置きダンパーを必要とせず，コンパクトな免震装置とすることができる。

② 積層ゴムの表面には耐候性の良い被覆ゴムを設けてあり，構造が単純で機械的に擦れ合う部分がないので長期間メンテナンスなしで安定した性能を維持することが可能である。

③ 常時の小変形時にはバネが硬いため，風荷重および制動荷重などに対してはトリガー機能として働く。地震による大変形時にはバネが軟らかく免震効果を発揮する。

2.2.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

$$K_B = A_R \ G(\gamma) \ / \Sigma \ t_e \qquad (参2.1)$$

ここに,

$G(\gamma)$ ：せん段弾性係数(kgf/ ㎠) で $0.1 < \gamma < 2.0$ の範囲では式 (参2.2)により算出する。

$$G(\gamma) = 43.58 - 155.36\gamma + 286.21\gamma^2 - 257.90\gamma^3 + 110.72\gamma^4 - 18.07\ \gamma^5 \qquad (参2.2)$$

A_R ：ゴムの支圧面積 (㎠)

γ ：ゴムのせん断ひずみ($0.1 < \gamma < 2.0$)

t_e ：一層のゴム厚 (cm)

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数 h_B は $0.1 < \gamma < 2.0$ の範囲では式 (参2.3)により算出する。

$$h_B\ (\gamma) = 0.2159 - 0.0870\gamma + 0.0397\gamma^2 - 0.0113\gamma^3 \qquad (参2.3)$$

2.2.4 試設計例

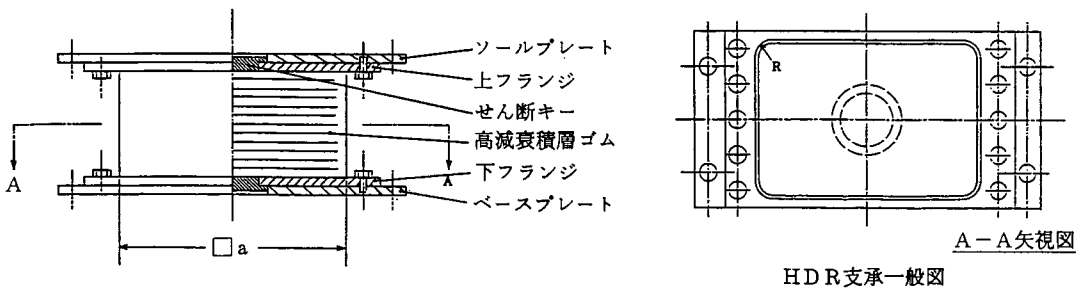
試設計結果を表－参2.3 ～2.4 に示す。

表－参2.3 高減衰積層ゴム支承（その１）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	50×70cm	35×35cm
中抜き径	φ 5 cm	φ 5 cm
有効断面積	3500㎠	1205㎠
ゴム厚	0.9cm× 9 層	1.9cm× 5 層
鋼板厚	0.3cm× 8 枚	0.3cm× 4 枚
基数	5 基	5 基

2.3 高減衰積層ゴム支承（その２，東洋ゴム工業㈱製免震支承）

2.3.1 構 成



図－参2.4 高減衰積層ゴム支承（その２）の一般図

2.3.2 特 徴

① 減衰性能をもつ積層体であり，減衰性能，復元性能，荷重支持性能の機能を兼ね備えている。

② ゴムは小変形時には硬く大変形時には柔らかいので，微振動には変形しにくく大地震には免震効果を持つ。

③ 機構的に回転部，摺動部がなく，ゴム表面に耐候性ゴムを使用しているので長期的に耐久性がある。

2.3.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

表－参2.4 高減衰積層ゴム支承（その１）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.49	1.51	0.38	0.37	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	1153	1153	3454	3454	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	51.2	51.2	53.0	53.0	< 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.33	1.33	1.55	1.55	
		水平変位 γ_s	0.17	0.17	0.04	0.04	< 0.7
		回転角 γ_R	0.44	0.44	2.04	2.04	1/150
		合計 γ_r	1.94	1.94	2.04	1.82	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	2.15	2.13	1.63	1.51	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.51	1.50	1.14	1.06	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	327.5	329.5	1047.7	1080.4	
		5 K_B (tf/m)	1638	1648	5239	5402	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1574	1566	3819	3642	Σ=10601
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.202	0.203	0.206	0.207	
	慣性力の分担率		0.148	0.148	0.360	0.344	
	橋の固有周期	T(sec)	0.708				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.90(h=0.162)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T=1.25
	地震時水平力	F(tf)	35.3	35.1	85.6	81.6	計 237.6
	上部構造変位量	u_T (cm)	2.24				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.98	0.98	1.21	1.21	
		水平変位 γ_s	0.24	0.24	0.17	0.16	
		合計 γ_r	1.22	1.22	1.38	1.37	< 3.33
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	21.42	21.10	19.14	18.70	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	14.99	14.77	13.40	13.09	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	102.20	101.33	274.95	277.73	
		5 K_B (tf/m)	511.0	506.7	1374.8	1388.7	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	504.7	492.8	1212.9	1197.1	Σ=3407.5
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.129	0.130	0.140	0.142	
	慣性力の分担率		0.148	0.145	0.356	0.351	
	橋の固有周期	T(sec)	1.25				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.80(h=0.129)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.56				c_R=0.7
	地震時水平力	F(tf)	109.5	106.9	263.1	259.7	計 739.2
	上部構造変位量	u_T (cm)	21.69				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	2.44	2.38	1.91	1.88	
		水平変位 γ_s	2.38	2.34	2.02	1.97	< 2.5
		合計 γ_r	4.82	4.72	3.93	3.85	< 5.0

等価剛性K_Bは，せん断ひずみが $0.1<\gamma<2.0$ の範囲では式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性$G(\gamma)$は，式（参2.4)により求めてよい。

$$G(\gamma)=a_0+a_1\gamma+a_2\gamma^2+a_3\gamma^3+a_4\gamma^4 \qquad (参2.4)$$

ここに，

γ：ゴムのせん断ひずみ$(0.1<\gamma<2.0)$

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数h_Bは，$0.1<\gamma<2.0$ の範囲では式（参2.5)により算出する。

$$h_B(\gamma)=b_0+b_1\gamma+b_2\gamma^2+b_3\gamma^3 \qquad (参2.5)$$

表－参2.5 高減衰積層ゴム支承（その２）の特性値の係数

ひずみ領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	b_0	b_1	b_2	b_3
$10\leqq\gamma\leqq100\%$	28.1	-69.7	98.1	-65.8	17.2	0.173	0.162	-0.287	0.122
$100<\gamma\leqq200\%$	6.62	11.2	-19.1	11.4	-2.12	0.204	0.0152	-0.0671	0.0177

2.3.4 試設計例

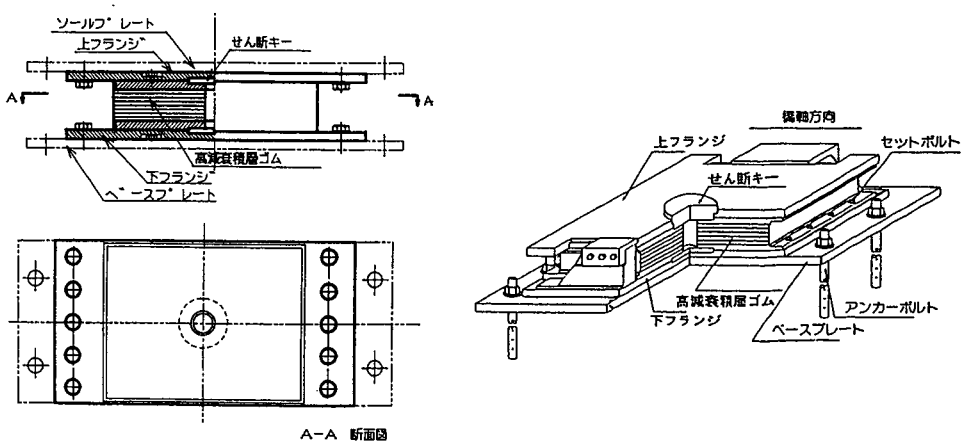
試設計結果を表－参 2.6～2.7 に示す。

表－参2.6 高減衰積層ゴム支承（その２）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	59×59cm	34×34cm
ｺｰﾅｰ部の曲率	9.5cm	9.5cm
有効断面積	3404cm²	1085cm²
ゴム厚	1.3cm×４層	1.0cm×６層
鋼板厚	0.45cm×３枚	0.32cm×５枚
基数	５基	５基

2.4 高減衰積層ゴム（その３，㈱ブリヂストン製免震支承）

2.4.1 構成



図－参2.5 高減衰積層ゴム支承（その３）の一般図

表－参2.7 高減衰積層ゴム支承（その２）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.60	1.60	0.60	0.60	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	1085	1085	3369	3369	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	54.4	54.4	54.3	46.0	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.812	0.812	0.615	0.615	
		水平変位 γ_s	0.266	0.266	0.115	0.115	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.623	0.623	0.821	0.821	1/150,300
		合計 γ_T	1.701	1.701	1.551	1.551	＜2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	2.13	2.10	1.58	1.45	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.49	1.47	1.10	1.01	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	301.7	303.9	1120.4	1163.1	
		5 K_B (tf/m)	1508.5	1519.5	5602.0	5815.5	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1454.3	1450.1	4008.3	3825.6	Σ=10738.3
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.197	0.197	0.196	0.195	
	慣性力の分担率		0.135	0.135	0.373	0.356	
	橋の固有周期	T(sec)	0.704				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.90(h=0.161)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T =1.25
	地震時水平力	F(tf)	32.1	32.1	88.6	84.6	計 237.4
	上部構造変位量	u_T (cm)	2.21				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.596	0.596	0.477	0.476	
		水平変位 γ_s	0.355	0.350	0.304	0.279	
		合計 γ_T	0.951	0.946	0.781	0.755	＜3.3=6/1.8
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	12.94	12.65	10.51	10.15	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	9.06	7.36	7.10	8.85	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	155.8	154.4	525.3	520.8	
		5 K_B (tf/m)	779.0	772.0	2626.5	2604.0	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	764.3	740.2	2092.8	2003.1	Σ=5604.4
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.135	0.137	0.141	0.145	
	慣性力の分担率		0.136	0.132	0.374	0.358	
	橋の固有周期	T(sec)	0.874				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.80(h=0.124)				
	設計水平震度	K_{hc}	0.54				c_R =0.7
	地震時水平力	F(tf)	100.5	97.6	276.5	264.6	計 739.2
	上部構造変位量	u_T (cm)	13.19				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.910	0.897	0.567	0.563	
		水平変位 γ_s	2.157	2.108	2.021	1.952	＜ 2.5
		合計 γ_T	3.067	3.005	2.588	2.515	＜5=6/1.2

2.4.2 特　徴

① 積層ゴム自体に減衰機能を有しているため，別置きのダンパーを設ける必要がない。

② 小変形時には硬く，大変形時には柔らかい剛性を持つため，風，制動荷重への抵抗力と地震時の免震効果を持つ。

③ 履歴特性は滑らかで，中小地震から大地震まで免震範囲が広い。

④ 剛性の異なるゴム材料が２種類（HDR401型，HDR501型）あり，設計の自由度が大きい。

⑤ 力学特性の周期依存性，支持荷重依存性，温度依存性が小さい。

2.4.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性　K_B（kgf/cm）

等価剛性K_Bは，式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性$G(\gamma)$はせん断ひずみγ＜250%の範囲では式（参2.6)により求めてよい。

$$G(\gamma) = a_0 + a_1\gamma + a_2\gamma^2 + a_3\gamma^3 + a_4\gamma^4 + a_5\gamma^5 \qquad (参2.6)$$

ここに，

γ：ゴムのせん断ひずみ（γ＜250%）

(2) 免震装置の等価減衰定数　h_B

等価減衰定数h_Bは，γ＜250%の範囲では式（参2.7)により算出する。

$$h(\gamma) = b_0 + b_1\gamma + b_2\gamma^2 + b_3\gamma^3 \qquad (参2.7)$$

表－参 2.8高減衰積層ゴム支承（その３）の特性値の係数

	領域	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	b_0	b_1	b_2	b_3
HDR	$\gamma \leqq 2$	35.99	-91.53	124.9	-86.87	29.67	-3.915	0.171	-0.00027	0.00603	-0.00623
401	$2 < \gamma < 2.5$	4.61	1.20					0.116	0.114	-0.0497	
HDR	$\gamma \leqq 2$	45.3	-72.7	57.33	-18.99	2.18		0.1543	0.03834	-0.04448	0.00858
501	$2 < \gamma < 2.5$	12.2									

2.4.4 試設計例

試設計結果を表－参 2.9～2.10に示す。

表－参2.9 高減衰積層ゴム支承（その３）
の設計結果（HDR401を用いた場合）

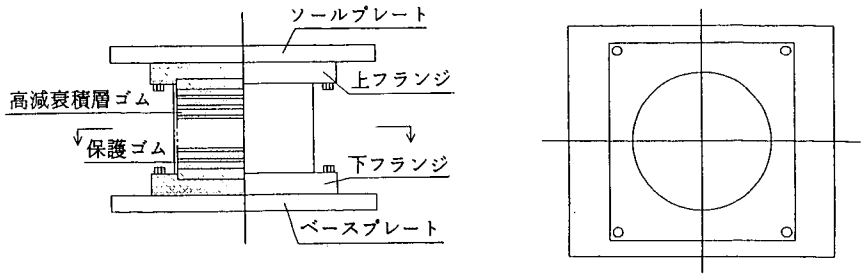
特　性　値	橋　台　部	橋　脚　部
平面形状（鋼板）	34×34cm	54×54cm（ϕ10）
有効支圧面積	1156cm²	2837.5cm²
ゴ　ム　厚	0.75cm×８	1.0cm×５
鋼　板　厚	0.3cm×７枚	0.3cm×４枚
基　　数	５　基	５　基

表－参2.10　高減衰積層ゴム支承（その３）の特性値と耐荷力の照査

	特性値		橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.48	1.51	0.35	0.35	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{RO} (cm²)	1105.8	1104.8	2818.6	2818.6	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	53.4	53.4	64.9	64.9	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.959	0.960	1.140	1.140	
		水平変位 γ_s	0.246	0.251	0.070	0.069	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.428	0.428	0.920	0.920	1/150,300
		合計 γ_T	1.633	1.639	2.130	2.129	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	1.79	1.76	1.28	1.17	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.25	1.23	0.90	0.82	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	416.39	419.14	1312.14	1362.91	
		5 K_B (tf/m)	2082.0	2095.8	6560.8	6814.6	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1980.2	1966.0	4476.4	4233.9	Σ=12656.5
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.171	0.171	0.171	0.171	
	慣性力の分担率		0.156	0.155	0.354	0.335	
	橋の固有周期	T(sec)	0.65				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.90(h=0.63)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T =1.25
	地震時水平力	F(tf)	37.2	36.9	84.0	79.5	計 237.6
	上部構造変位量	u_T (cm)	1.88				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.699	0.698	0.884	0.882	
		水平変位 γ_s	0.298	0.294	0.258	0.233	
		合計 γ_T	0.997	0.992	1.142	1.115	<3.3=6/1.8
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	14.21	13.93	12.17	11.81	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	9.95	9.75	8.52	8.27	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	131.08	131.64	384.51	386.27	
		5 K_B (tf/m)	655.4	658.2	1922.6	1931.3	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	644.9	634.9	1620.2	1579.8	Σ=4479.8
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.159	0.160	0.157	0.159	
	慣性力の分担率		0.144	0.142	0.362	0.352	
	橋の固有周期	T(sec)	1.089				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.70(h=0.155)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.49				c_R =0.7
	地震時水平力	F(tf)	93.1	91.7	233.9	228.1	計 739.2
	上部構造変位量	u_T (cm)	14.44				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.138	1.122	1.123	1.113	
		水平変位 γ_s	2.368	2.321	2.433	2.362	＜ 2.5
		合計 γ_T	3.506	3.443	3.556	3.475	<5=6/1.2

2.5 高減衰積層ゴム支承（その4，昭和電線電纜㈱製免震支承）

2.5.1 構 成



図－参2.6 高減衰積層ゴム支承（その4）の一般図

2.5.2 特 徴

① ゴム材料自体にバネ性能および減衰性能を持たせた構造のため，ダンパーが不要なコンパクトな免震装置である。

② 高減衰ゴム自体は大変形時には柔らかいバネ定数を有するが，微小変形時には交通振動，風振動等に対する抵抗力となる程度の剛なバネ定数を有する。

③ ひずみ依存性も小さいので，中小地震から大地震まで幅広い免震効果が得られる。

④ 積層体外周の保護ゴム層は着脱が可能なので，保護ゴム層を取り外すことにより高減衰ゴムおよび内部鋼板の積層状態の保守点検が可能である。

2.5.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)

免震装置の等価剛性 K_B は，式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性 $G(\gamma)$ はせん断ひずみ $\gamma \leq 250\%$ では式（参2.8)により求めてよい。

$$G(\gamma) = 11.66 - 12.8\gamma + 8.70\gamma^2 - 1.70\gamma^3 \qquad (参2.8)$$

ここに，

γ ：ゴムのせん断ひずみ（$\gamma \leq 250\%$）

(2) 免震装置の等価減衰定数 h_B

等価減衰定数 h_B は，せん断ひずみ $\gamma \leq 250\%$ では式（参2.9)により算出する。

$$h_B(\gamma) = 15.44 - 6.93\gamma + 6.95\gamma^2 - 3.07\gamma^3 \qquad (参2.9)$$

2.5.4 試設計例

試設計結果を表－参2.11～2.12に示す。

表－参2.11 高減衰積層ゴム支承（その4）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	φ75cm	φ50cm
中抜き径	φ 2 cm	φ 2 cm
有効断面積	4415cm²	1960cm²
ゴム厚	1.0cm×7層	0.60cm×12層
鋼板厚	0.32cm×6枚	0.32cm×11枚
基数	5 基	5 基

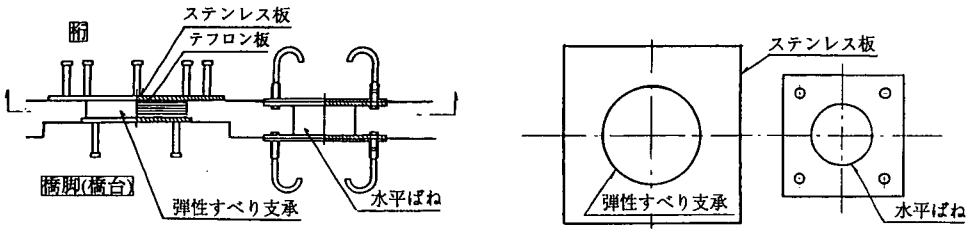
表－参2.12　高減衰積層ゴム支承（その４）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.60	1.60	0.60	0.60	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{RO} (cm²)	1883.5	1883.5	4372.9	4372.9	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	31.3	31.3	41.9	41.9	
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.20	0.20	0.33	0.33	
		水平変位 γ_s	0.22	0.22	0.09	0.09	
		回転角 γ_R	1.44	1.44	1.96	1.96	
		合計 γ_T	1.86	1.86	2.38	2.38	<2.4=6/2.5
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	3.50	3.40	3.00	2.90	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	224.30	227.10	539.60	546.70	
		5 K_B (tf/m)	1121.5	1135.5	2698.0	2733.5	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.138	0.138	0.139	0.140	
	橋の減衰定数	h	0.127				
	橋の固有周期	T(sec)	0.89				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.9				
	設計水平震度	k_{hc}	0.18				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.28	0.28	0.43	0.43	
		水平変位 γ_s	0.49	0.47	0.43	0.41	< 2.5
		合計 γ_T	0.77	0.75	0.86	0.84	<3.3=6/1.8
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	16.60	16.60	14.20	13.80	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	186.30	175.60	394.10	394.10	
		5 K_B (tf/m)	889.5	878.0	1944.0	1923.5	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.098	0.111	0.116	0.102	
	橋の減衰定数	h	0.101				
	橋の固有周期	T(sec)	1.04				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.9				
	設計水平震度	k_{hc}	0.63				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.72	0.69	0.67	0.66	
		水平変位 γ_s	2.31	2.25	2.03	1.97	< 2.5
		合計 γ_T	3.03	2.94	2.70	2.63	< 5=6/1.2

2.6 摩擦（すべり）型ダンパー（その1，大成建設㈱+東京ファブリック工業㈱製免震装置）

2.6.1 構 成

本免震装置は，図－参2.7 に示すように弾性すべり支承と水平ばねとで構成されている。



図－参2.7 摩擦（すべり）型ダンパー（その1）の一般図

2.6.2 特 徴

① 上部構造の全鉛直荷重を支持する弾性すべり支承は，積層ゴム上面に貼られたテフロン板と桁側に埋め込まれたステンレス板とが摩擦力を伴いながら摺動し合うことにより，エネルギー吸収する機能を有している。

② 水平ばねは，鉛直荷重を支持せず，水平変位量を抑制し変位を復元する機能を有している。

2.6.3 特性値

① 摩擦係数μは面圧に依存するため，設計時には死荷重反力の面圧に対して摩擦係数を設定する必要がある。作用面圧が30kgf/㎠～80kgf/㎠の範囲では，摩擦係数μはほぼ一定とみなしうる。

② 摩擦係数μは速度に依存するが，動的せん断加力実験によれば，5 cm/s～50cm/sでほぼ一定である。ただし，緩速載荷(0.5cm/s～2.0cm/s)の場合にはμ＝0.05程度となり，温度変化・クリープ・乾燥収縮に対する支承の抵抗力は小さい。

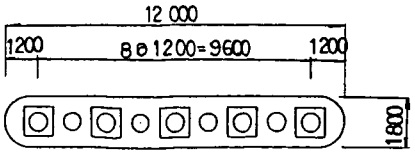
③ 摩擦係数μは繰り返し載荷に対して安定した値を示し，2万回の繰り返し疲労試験に対するせん断弾性係数の変化は－5％程度である。

2.6.4 試設計例

試設計結果を表－参2.13～2.14に，平面配置図を図－参2.8 に示す。

表－参2.13 摩擦（すべり）型ダンパー（その1）の設計結果

要 素	弾性すべり支承		水 平 ば ね	
部 位	橋台部	橋脚部	橋台部	橋脚部
平面形状	φ320 mm	φ550 mm	φ300 mm	φ550 mm
ゴ ム 厚	9 mm×2層	15mm×2層	100 mm	100 mm
鉄 板 厚	3 mm×1層	5 mm×1層	——	——
PETE材	2 mm	2 mm	——	——
個 数	5箇所	5箇所	4箇所	4箇所
材 質	高減衰ゴム	高減衰ゴム	合成ゴム	合成ゴム
G_0	6 kgf/㎠	6 kgf/㎠	8 kgf/㎠	8 kgf/㎠



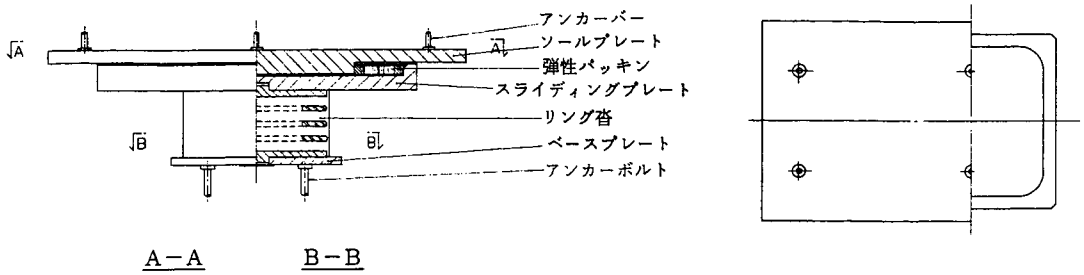
図－参2.8 平面配置図

表－参2.14　摩擦（すべり）型ダンパー（その１）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
特性値	免震装置の一次剛性 K_1 (kgf/cm)		15,660	15,660	31,360	31,360	5支承分
	免震装置の二次剛性 K_2 (kgf/cm)		2,260	2,260	7,500	7,500	5支承分
	免震装置の摩擦係数（地震時） μ		0.10	0.10	0.10	0.10	
	免震装置の摩擦係数（常時） μ_s		0.05	0.05	0.05	0.05	
	免震装置の摩擦力（地震時） F_r (kgf)		15,300	15,300	50,200	50,200	5支承分
	免震装置の摩擦力（常時） F_{rs} (kgf)		7,650	7,650	25,100	25,100	5支承分
常時	免震装置の水平変位 u_o (cm)		1.55	1.54	0.48	0.46	温度±25℃
	すべり支承の面積 A_{RO} (cm²)		804.2	804.2	2375.8	2375.8	1支承分
	すべり支承の支圧応力度 σ_{max} (kgf/cm²)		73.3	73.3	77.0	77.0	＜ 80
	すべり支承の局部せん断ひずみ照査	鉛直ひずみ γ_c	1.66	1.66	1.69	1.69	
		水平ひずみ γ_s	0.27	0.27	0.16	0.16	
		回転ひずみ γ_R	0.79	0.79	0.84	0.84	1/300
		合計 γ_T	2.72	2.72	2.69	2.69	＜ 3.33
震度法レベル	免震装置の設計変位 u_B (cm)		5.03	5.01	4.48	4.32	
	免震装置の有効設計変位 u_{Be} (cm)		3.53	3.50	3.14	3.03	
	免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)		5,970	6,000	19,720	20,140	5支承分
	下部構造の弾性剛性 K_P (kgf/cm)		405,100	317,500	140,900	111,800	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性 K_T (kgf/cm)		5,890	5,890	17,300	17,060	Σ=46140
	免震装置の等価減衰定数 h_B		0.305	0.305	0.211	0.206	
	慣性力の分担率		0.128	0.128	0.374	0.370	
	固有周期 T(sec)		1.07				
	橋の減衰定数に基づく補正係数 c_B		0.90(h=0.216)				
	設計水平震度 k_{hc}		0.18				c_T =1.25
	地震時水平力 F(kgf)		30,040	30,050	88,260	87,080	
	上部構造の変位量 u_T (cm)		5.10				
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位 u_B (cm)		25.6	25.4	23.5	23.1	
	免震装置の有効設計変位 u_{Be} (cm)		17.9	17.8	16.5	16.2	
	免震装置の等価剛性 K_B (kgf/cm)		2,990	3,000	9,910	9,950	5支承分
	下部構造の弾性剛性 K_P (kgf/cm)		405,100	179,500	103,000	86,800	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性 K_T (kgf/cm)		2,970	2,950	9,040	8,930	Σ=23890
	免震装置の等価減衰定数 h_B		0.185	0.186	0.172	0.174	
	慣性力の分担率		0.124	0.123	0.379	0.374	
	固有周期 T(sec)		1.49				
	橋の減衰定数に基づく補正係数 c_B		0.70(h=0.167)				
	設計水平震度 k_h		0.47				c_R =0.67
	地震時水平力 F(kgf)		76,580	76,050	233,200	230,260	
	上部構造の変位量 u_T (cm)		25.8				
地震時	すべり支承の局部せん断ひずみ照査	鉛直ひずみ γ_c	1.20	1.20	1.29	1.29	
		水平ひずみ γ_s	0.54	0.54	0.53	0.53	
		回転ひずみ γ_R	0.79	0.79	0.84	0.84	1/300
		合計 γ_T	2.53	2.53	2.66	2.66	＜ 4.17

2.7 摩擦（すべり）ダンパー（その2，㈱ビー・ビー・エム製免震装置）

2.7.1 構 成



図－参2.9 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）の一般図

2.7.2 特 徴

① 分散沓等に実績の多いリング沓とすべり沓とを一体化させた構造である。遊間には弾性パッキンを配置して現状復帰を容易にした。

② 弾性すべり支承の履歴曲線は，摩擦ダンパー部とゴム支承部との履歴ループが合成されたものである。

③ 水平地震力によりすべり面が滑動するとすべり遊間のスペースだけ摺動し摩擦減衰機能を発揮する。すべり遊間がなくなると通常のゴム支承の履歴特性を有する。

④ 履歴曲線は安定しており，繰り返し回数に対する依存性は少ない。

2.7.3 試設計例

(1) 設計方法

① 弾性すべり支承

設計の手順としては，通常の分散支承と同じように基本設計を行い，目標とする免震装置の等価剛性，等価減衰定数を照査した後，すべり遊間量を設定して詳細設計する。

②弾性パッキン

弾性パッキンは，ゴム支承（リング沓）のせん断ばねの約20%程度の剛度となるように設計する。

(2) 設計結果

試設計結果を表－参2.15～2.16に示す。

表－参2.15 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）の設計結果

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	50×55cm	30×35cm
有効断面積	2664cm²	1029cm²
ゴム厚	4.6cm	6.0cm
沓高	7.2cm	8.6cm
せん断弾性係数	13.5kgf／cm²	
基数	5 基	5 基

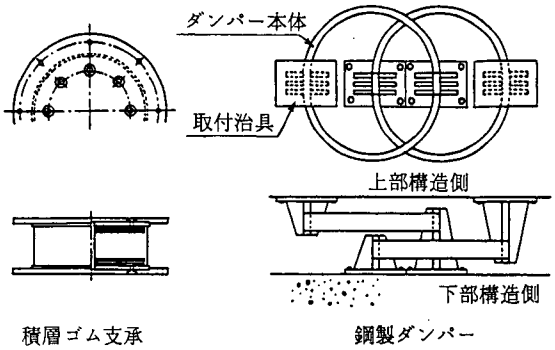
表－参2.16　摩擦（すべり）型ダンパー（その２）の特性値と耐荷力の照査

	特性値		橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_o (cm)	6.4	6.3	5.3	5.2	
	免震装置の降伏荷重	Q_d (tf)	13.95	13.95	45.45	45.45	
	免震装置の一次剛性	K_1 (tf/m)	1160	1160	3910	3910	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	119.6	117.8	368.8	360.0	
		5 K_B (tf/m)	598.1	589.2	1844.3	1804.6	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	589.4	570.5	1564.2	1494.0	Σ=4218
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.140	0.141	0.149	0.151	
	橋の減衰定数	h	0.155				
	橋の固有周期	T(sec)	1.122				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.90				
	設計水平震度	k_{hc}	0.2				
	地震時水平力	F(tf)	36.7	35.6	97.7	93.5	
	局部せん断ひずみ照査	(圧縮) γ_c	1.76	1.74	1.58	1.55	
		(回転) γ_s	—	—	—	—	
		(変位) γ_R	0.51	0.48	0.54	0.52	＜ 2.5
		合計 γ_T	2.27	2.22	2.1	2.07	<4.16=5/1.2
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_o (cm)	13.6	13.2	10.6	10.2	
	免震装置の降伏荷重	Q_d (tf)	13.95	13.95	45.45	45.45	
	免震装置の一次剛性	K_1 (tf/m)	1160	1160	3910	3910	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	179.1	177.5	575.4	567.3	
		5 K_B (tf/m)	895.6	887.6	2877.2	2836.7	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	876.2	845.8	2249	2138	Σ=6109
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.134	0.120	0.117	0.115	
	橋の減衰定数	h	0.127				
	橋の固有周期	T(sec)	0.933				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_B	0.9				
	設計水平震度	k_{hc}	0.63				
	地震時水平力	F(tf)	119.3	115.2	306.1	291.1	
	局部せん断ひずみ照査	(圧縮) γ_c	1.76	1.74	1.56	1.55	
		(回転) γ_s	—	—	—	—	
		(変位) γ_R	1.70	1.65	1.70	1.59	＜ 2.5
		合計 γ_T	3.46	3.39	3.26	3.14	<4.16=5/1.2

2. 8　鋼製ダンパー（西松建設㈱製免震装置）

2. 8. 1　構　成

本免震装置は，図－2. 10に示すように積層ゴム支承と鋼製ダンパーで構成されている。



図－参2. 10　鋼製ダンパーの一般図

2. 8. 2　特　徴

① ダンパーとしてステンレス鋼を用いているため，耐候性に優れている。
② リングの直径，板幅，板厚を変化させることによって剛性の調節が可能である。
③ 取付点の変更，リング数の変更により，ダンパーの作用方向を任意に変えることができる。
④ 独立したダンパーであるので，既設橋への付設も可能である。

2. 8. 3　鋼製ダンパーの復元力特性

構成ダンパーの復元力特性は，表－参2. 17に示すようにバイリニア型でモデル化される。

表－参2. 17　バイリニアモデルの物性値（リング板厚3 cm，板幅5 cmの場合）

リング径(cm)	方向性	K_1 (tf/cm)	K_2 (tf/cm)	降伏変位 δ_y (cm)
60	全方向	11.7	0.62	1.78
	一方向	11.7	0.46	1.36
80	全方向	4.95	0.28	3.13
	一方向	4.95	0.24	2.34

引張圧縮方向リングの剛性

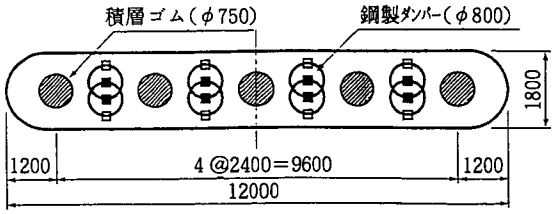
$K=(1/A)\cdot(EI/R^3)$　　$A=(\pi/4-2/\pi)\fallingdotseq 0.149$

K：リング1個あたりの剛性　　I：リングの断面2次モーメント

E：ヤング率　　R：リングの半径

2. 8. 4　試設計例

試設計結果を表－参2. 18～2. 19に，鋼製ダンパーの配置を図－参2. 11に示す。



図－参2. 11　鋼製ダンパーの配置（橋脚部）

表－参2.18　鋼製ダンパーの設計結果

(a)積層ゴムの形状および材質（単位：cm）

特性値	橋脚部	橋台部
平面形状	ϕ75	ϕ53
ゴム厚	0.48×24層	0.48×24層
鉄板厚	0.22×23層	0.30×23層
基数	5	5
材質	天然ゴム	天然ゴム

(b)鋼製ダンパーの形状および材質

特性値	橋脚部	橋台部
リング径	ϕ80	ϕ80
リング肉厚	$t=3$	$t=3$
リング板幅	$B=10$	$B=7.5$
設置箇所	4箇所	4箇所
材質	SUS304	SUS304

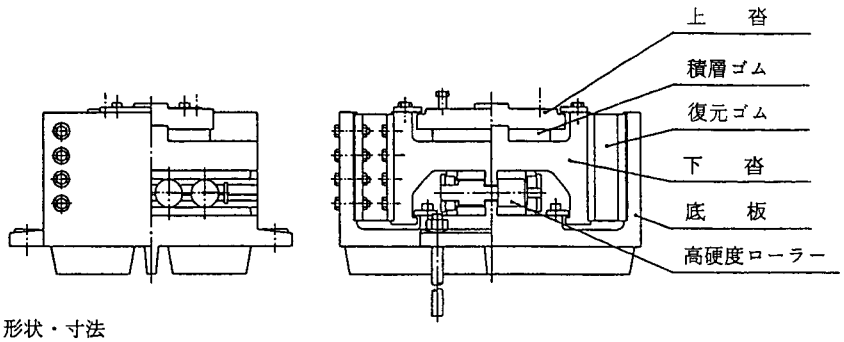
表－参2.19　鋼製ダンパーの特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	3.45	3.41	2.75	2.55	
	免震装置の一次剛性	ΣK_1 (tf/m)	1917	1917	4765	4765	
	免震装置の二次剛性	ΣK_2 (tf/m)	504.0	504.0	996.5	996.5	
	免震装置の降伏荷重	ΣQ_d (tf)	6.613	6.613	17.63	17.63	
	免震装置の等価剛性	ΣK_B (tf/m)	1463	1474	4202	4454	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.134	0.131	0.073	0.041	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1412	1408	3237	3185	Σ=9242
	慣性力の分担率		0.1527	0.1524	0.3502	0.3446	
	橋の固有周期	T(sec)	0.759(c_T = 1.25)				
	橋の減衰定数	h	0.083(c_B =1.0)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.25				
	地震時水平力	F(tf)	50.4	50.3	115.6	113.7	
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	19.80	19.40	17.60	17.10	
	免震装置の一次剛性	ΣK_1 (tf/m)	1917	1917	4765	4765	
	免震装置の二次剛性	ΣK_2 (tf/m)	504.0	504.0	996.5	996.5	
	免震装置の降伏荷重	ΣQ_d (tf)	6.613	6.613	17.63	17.63	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	671.0	674.5	1498	1512	
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.140	0.141	0.185	0.187	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	660	650	1307	1288	Σ=3905
	慣性力の分担率		0.1690	0.1665	0.3348	0.3297	
	橋の固有周期	T(sec)	1.167(c_R =0.850)				
	橋の減衰定数	h	0.167(c_B =0.7)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.595				
	地震時水平力	F(tf)	132.8	130.7	262.9	259.0	

2.9　高減衰ゴム付きローラー型免震支承（日本鋼管㈱＋日本鋳造㈱製免震支承）

2.9.1　構　成

本免震装置は，図－参2.12に示すように鋼板もしくは鋳鋼品からなる上沓，下沓および底板，合成ゴム　（クロロプレンゴム）からなる積層ゴム，マルテンサイト系ステンレス鋼(C-13B) からなる高硬度ローラーならびに高減衰ゴムからなる復元ゴムによって構成されている。



図－参2.12　高減衰ゴム付きローラー型免震支承の一般図

2.9.2　特　徴

① 常時の支承の機能は，道路橋に実績のある高硬度ローラーが受け持つ。

② アイソレーターとしての高硬度ローラーと復元性能および，減衰性能を与えるための高減衰ゴムを支承内に合わせ持つ装置である。

③ 高減衰ゴムによる復元力と減衰力は，鉛直力と無関係に定めることができる。

④ 高減衰ゴムは取り替えることができる。

2.9.3　特性値

(1) 高硬度ローラーの耐荷力　R(kgf)

$$R=310 \cdot r \cdot \ell \qquad (参2.10)$$

ここに，

r：ローラーの半径（cm）

ℓ：ローラーの長さ（cm）

(2) 高減衰ゴム

せん断ひずみに依存する等価剛性と等価減衰定数でモデル化する。

1) 免震装置の等価剛性　K_B (kgf/cm)

免震装置の等価剛性K_Bは，式（参2.1)により算出する。ただし，式（参2.1)中のせん断剛性$G(\gamma_s)$はせん断ひずみ$\gamma \leqq 200\%$の範囲では式（参2.11）により求めてよい。

$$G(\gamma)=23-0.247\gamma+5.045\times10^{-5}\ \gamma^2-2.779\times10^{-5}\ \gamma^3+5.768\times10^{-8}\ \gamma^4 \qquad (参2.11)$$

ここに，

γ：ゴムのせん断ひずみ（$\gamma \leqq 200\%$）

2) 免震装置の等価減衰定数　h_B

免震装置の等価減衰定数h_Bは，せん断ひずみ$\gamma \leqq 200\%$の範囲では式（参2.12）により算出する。

$$h_B(\gamma)=18.07-0.1689\gamma+1.901\times10^{-3}\gamma^2-1.05\times10^{-5}\ \gamma^3+2.02\times10^{-8}\gamma^4 \qquad (参2.12)$$

2.9.4 試設計例

試設計結果を表－参2.20～2.21に示す。

表－参2.20 高減衰ゴム付きローラー型免震支承の設計結果

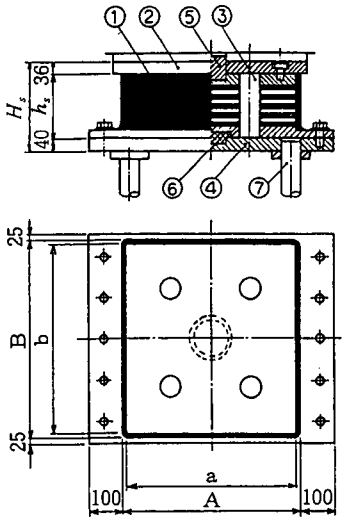
箇所	上沓 平面形状	底板 平面形状	高硬度 ローラー	復元ゴム (高減衰ゴム)	支承 高さ	基数
橋脚部	46 × 59 cm	83 ×114 cm	ϕ 8 cm	30×43.2×7.1 cm	44 cm	5基
橋台部	28 × 35 cm	83 × 86 cm	ϕ 8 cm	30×43.2×7.1 cm	40 cm	5基

表－参2.21 高減衰ゴム付きローラー型免震支承の特性値と耐荷力の照査

	特性値		橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	2.1	2.1	1.9	1.8	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	578.0	578.0	610.5	628.0	
		5 K_B (tf/m)	2890.1	2890.1	3052.3	3140.1	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	2697.6	2649.0	2508.8	2451.6	Σ=10307
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.153	0.153	0.155	0.156	
	橋の減衰定数	h	0.142				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	C_B	0.9				
	橋の固有周期	T(sec)	0.72				
	設計水平震度	k_h	0.18				
	慣性力の分担率		0.262	0.257	0.243	0.238	
	地震時水平力	F(tf)	61.6	60.5	57.3	56.0	計 235.4
	上部構造変位量	u_T (cm)	2.3				
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	15.1	14.5	13.7	13.4	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	286.2	289.1	293.8	295.7	
		5 K_B (tf/m)	1431.0	1445.6	1468.9	1478.3	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1382.2	1337.9	1285.6	1263.2	Σ=5268.9
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.103	0.105	0.108	0.109	
	橋の減衰定数	h	0.101				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	C_B	0.9				
	橋の固有周期	T(sec)	1.00				
	設計水平震度	k_{hc}	0.63				
	慣性力の分担率		0.262	0.254	0.244	0.240	
	地震時水平力	F(tf)	216.18	209.25	201.06	197.56	計 824.1
	上部構造変位量	u_T (cm)	15.6				

2.10 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）（オイレス工業㈱製免震支承）

2.10.1 構　成



部　材　名　称

①	ＬＢＲ本体
②	フランジ・プレート
③	鉛プラグ
④	ベース・プレート
⑤⑥	せん断キー
⑦	アンカー・プレート

図－参2.13　鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＢＲ）の一般図

2.10.2 特　徴

① アイソレーターとしての機能とエネルギー吸収機能が，一つの装置の中に組み込まれている。
② 最大25％の等価減衰定数を得ることができる。
③ 風荷重や制動荷重などに対しては，鉛の弾性域の高い剛性で抵抗し，橋の振動を抑制する。

2.10.3 特性値

(1) 免震装置の等価剛性　K_B (kgf/cm)

$$K_B = (A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q) / u_{Bo} \qquad (参2.13)$$

ここに，

u_{Bo}：免震装置の有効設計変位（cm）
A_R ：ゴムの支圧面積（cm²）
G：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)
A_P ：鉛の断面積（cm²）
γ ：ゴムの有効せん断ひずみ
q：鉛のせん断応力度(kgf/cm²) で，ゴムのせん断ひずみが250%以下の範囲では式（参2.14）～（参2.16）により算定することができる。

$q = -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0$　　$(0 \leqq \gamma < 0.5)$　　（参2.14）
$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0$　　$(0.5 \leqq \gamma < 2.0)$　　（参2.15）
$q = 20.0$　　$(2.0 \leqq \gamma < 2.5)$　　（参2.16）

(2) 免震装置の等価減衰定数　h_B

$$h_B = \frac{2 Q_d (u_{Bo} - Q_d / 5.5 K_2)}{\pi u_{Bo} (Q_d + u_{Bo} K_2)} \qquad (参2.17)$$

ここに，

Q_d ：鉛の降伏荷重（85kgf/cm²×A_R）
K_2 ：免震支承の二次剛性(kgf/cm)で式（参2.18）により算出する。

$$K_2 = \frac{A_R \cdot G \cdot \gamma + A_P \cdot q - Q_d}{u_B} \qquad (参2.18)$$

u_B ：免震装置の設計変位（cm）

2.10.4 試設計例

試設計結果を表－参2.22～2.23に示す。

表－参2.22 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の設計結果

特性値	橋台部	橋脚部
平面形状 $A \times B$	30×35cm	50×55cm
有効平面形状 $a \times b$	28×33cm	48×53cm
ゴム厚	0.8cm×13層	1.1cm×7層
鉛プラグ	4－ϕ35mm	4－ϕ65mm

表－参2.23　鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）の特性値と耐荷力の照査

特性値			橋台 A1	橋台 A2	橋脚 P1	橋脚 P2	備考
常時	支承の水平変位	u_o (cm)	1.57	1.51	0.51	0.50	温度±25℃
	ゴムの有効断面積	A_{Ro} (cm²)	833.7	835.7	2384.0	2385.0	
	支圧応力度の照査	σ_{max} (kgf/cm²)	70.7	70.6	76.8	76.8	＜ 80
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.03	1.03	0.93	0.91	
		水平変位 γ_s	0.15	0.15	0.07	0.06	＜ 0.7
		回転角 γ_R	0.28	0.28	0.41	0.41	1/150,300
		合計 γ_T	1.46	1.46	1.41	1.38	<2.0=5/2.5
地震時保有水平耐力法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	17.16	16.92	14.95	14.56	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	12.01	11.84	10.47	10.19	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	102.1	102.6	365.3	369.2	
		5 K_B (tf/m)	510.3	513.2	1826.5	1846.1	
	下部構造の剛性	K_{Py}(tf/m)	40510	17950	10300	8680	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	504.0	498.9	1551.4	1522.3	Σ=4076.6
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.159	0.160	0.173	0.176	
	慣性力の分担率		0.1215	0.1202	0.3833	0.3750	
	橋の固有周期	T(sec)	1.142				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.70(h=0.155)				
	設計水平震度	k_{hc}	0.49				c_R =0.7
	地震時水平力	F(tf)	78.58	77.72	247.95	242.55	計 646.8
	上部構造変位量	u_T (cm)	17.35				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	1.92	1.87	1.02	1.01	
		水平変位 γ_s	1.65	1.63	1.94	1.89	＜ 2.5
		合計 γ_T	3.57	3.50	2.96	2.90	＜ 4.16
震度法レベル	免震装置の設計変位	u_B (cm)	1.866	1.846	1.287	1.147	
	免震装置の有効設計変位	u_{Be} (cm)	1.31	1.29	0.91	0.80	
	免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	309.60	311.6	1424.0	1540.0	
		5 K_B (tf/m)	1548	1558	7122	7699	
	下部構造の剛性	K_P (tf/m)	40510	31750	14090	11180	
	免震装置と下部構造の剛性を合成した等価剛性	K_T (tf/m)	1490	1485	4731	45591	Σ=12265
	免震装置の等価減衰定数	h_B	0.275	0.275	0.278	0.278	
	慣性力の分担率		0.1215	0.1211	0.3857	0.3717	
	橋の固有周期	T(sec)	0.658				
	橋の減衰定数に基づく補正係数	c_E	0.90(h=0.210)				
	設計水平震度	k_h	0.18				c_T =1.25
	地震時水平力	F(tf)	28.88	28.77	91.64	88.32	計 237.6
	上部構造変位量	u_T (cm)	1.937				
	局部せん断ひずみ照査	鉛直変位 γ_c	0.74	0.74	0.71	0.71	
		水平変位 γ_s	0.18	0.18	0.17	0.15	
		合計 γ_T	0.92	0.92	0.88	0.86	＜ 2.78

参考資料－３　動的解析に関する検討例

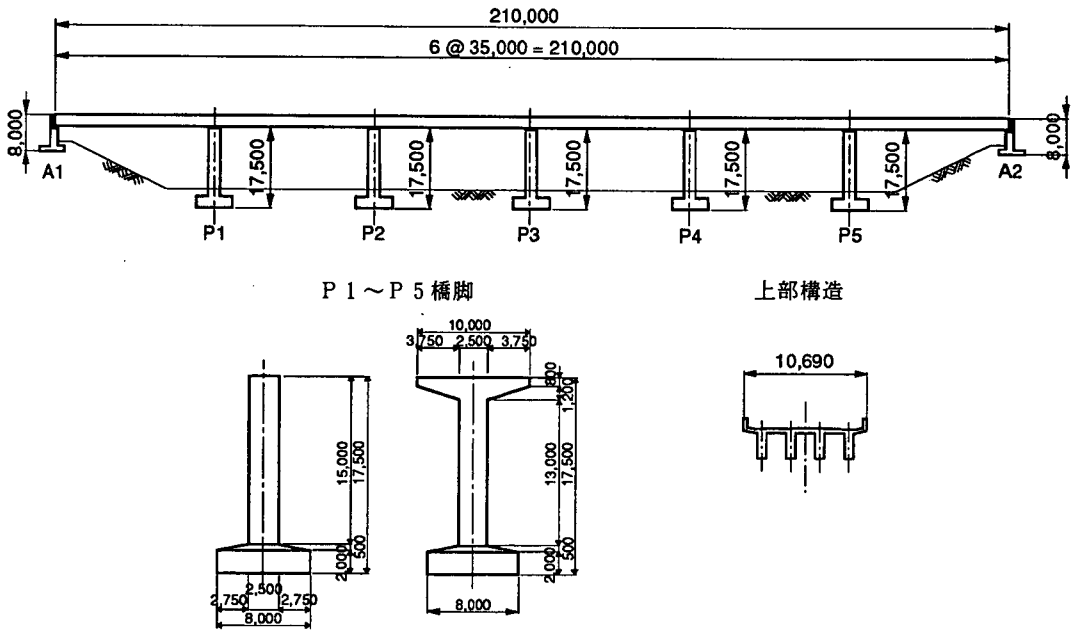
3.1　多点入力の影響に関する検討例

3.1.1　位相差入力の影響

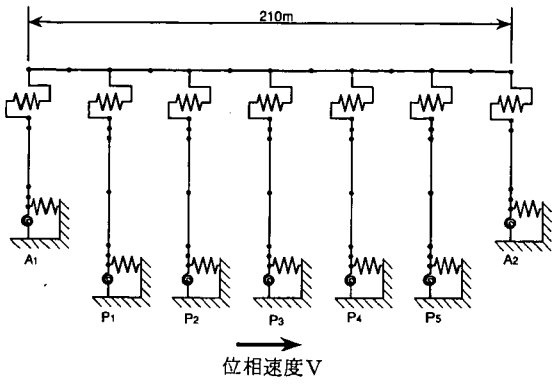
入力地震動の位相差は，耐震設計上の基盤面が傾斜しているため，生じるものとした。検討対象とした免震橋梁は，図－参3.1 に示すⅠ種地盤上に建設される６径間連続ＰＣ桁橋である。この橋の橋軸方向の基本固有周期は，約1.4 秒である。

動的解析は，図－参3.2 に示す骨組モデルを用いて時刻歴応答解析により行った。入力地震動としては，地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用入力地震波（図－参10.1a 参照）を用いた。位相差の程度は，位相速度 Vで表すこととし，Vを変化させて応答解析結果を比較検討した。検討した位相速度 Vとしては，位相差のない場合として $V=\infty$，位相差のある場合として，$V=200$m/sec，$V=100$m/sec，の３種類を考えた。

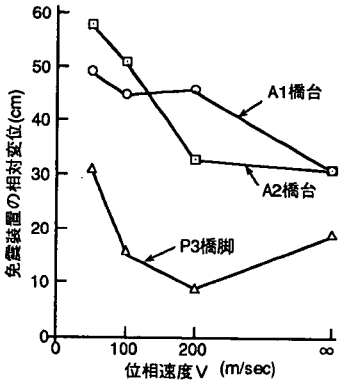
図－参3.3 は，解析より得られた免震装置の最大相対変位応答と位相速度の関係を示したものである。これより免震装置の最大相対変位は，位相差入力の影響により位相差のない場合の約２倍となる場合もあることがわかる。ただし，これは，位相差入力を実際には存在しない程度に低くとった場合であり，実際の免震設計では，位相差入力がそれ程問題になることは少ないと考えられる。



図－参3.1 検討対象とした免震橋梁



図－参3.2 解析モデル



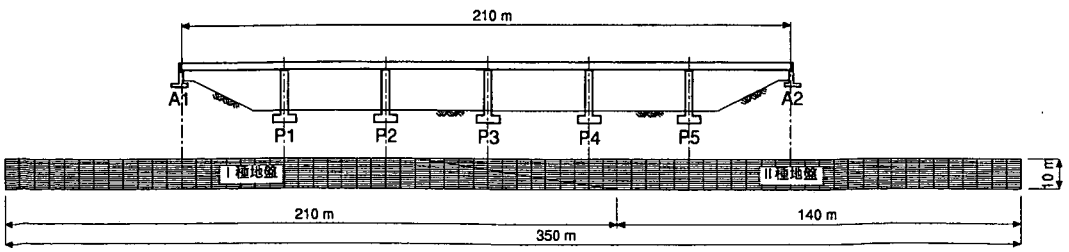
図－参3.3 免震装置の最大相対変位と位相速度の関係

3.1.2 表層地盤の条件の変化が免震橋の振動特性に与える影響

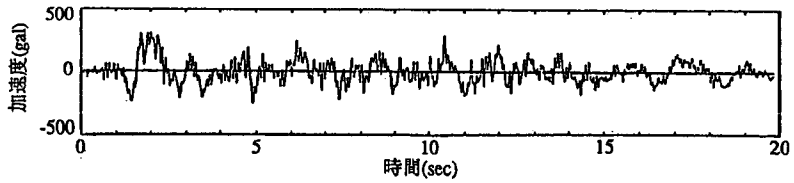
検討対象とした免震橋梁は，図－参3.1 に示す6径間連続ＰＣ橋とした。表層地盤は，図－参3.4 に示すようにⅠ種地盤からⅡ種地盤に変化しているものとした。地盤のせん断弾性波速度はⅠ種地盤側では250m/sec，Ⅱ種地盤側では100m/secである。したがって，地盤固有周期は，Ⅰ種地盤側では0.15秒，Ⅱ種地盤側では 0.4秒である。基盤面の入力地震動としては，地表面で地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用の入力地震波（図－参10.1a 参照）を与え，これをⅠ種地盤側で一次元重複反射法により基盤に変換した波形を全区間の基盤に基盤地震動として与えた。

地盤の解析によって求めた地表面の加速度は，図－参3.5 に示すようになる。3地点の中ではＰ3位置の加速度が地盤条件の変化の影響を最も受けており，高い振動数成分の波形が多く含まれている。図－参3.6 は，地表面の地盤加速度に対する加速度応答スペクトル（h＝5％）を示したものである。免震橋梁の橋軸方向の1次固有周期は約 1.4秒であるが，この固有周期では各下部構造位置での最大加速度応答スペクトル値には大きな差はない。図－参3.7 は，地盤の地表面における最大応答変位を示したものでである。地表面の最大応答変位は，Ⅰ種地盤からⅡ種地盤にかけて大きく増加している。

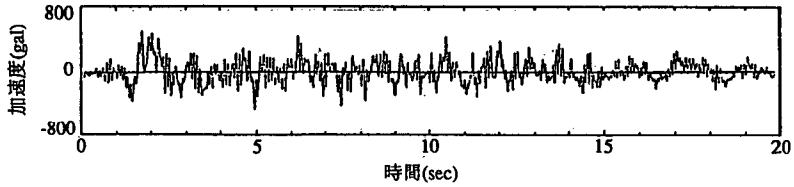
橋脚基部に生じる曲げモーメントおよび免震装置に生じる最大水平力は図－参3.8 および，図－参3.9 に示すとおりである。ここで比較のために，図－参3.4 において地盤が全区間Ⅰ種地盤であるとした場合と，全区間Ⅱ種地盤であるとした場合の解析結果も示している。この図より，地盤条件が変化する場合には，地盤条件が全区間にわたってⅠ種地盤であるとした場合と全区間Ⅱ種地盤であるとした場合の中間的な結果を与えることがわかる。



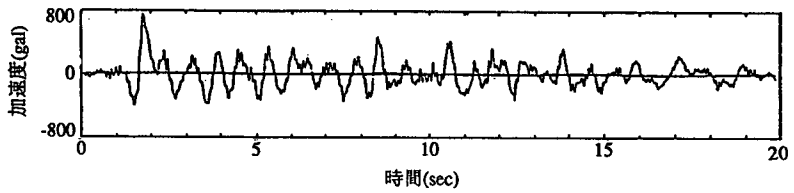
図－参3.4 地盤条件が変化する箇所の有限要素モデル



(a)　A 1 地点の応答加速度

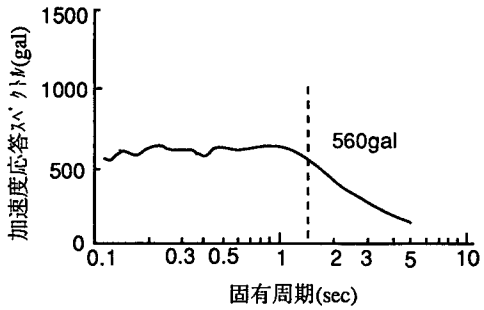


(b)　P 3 地点の応答加速度

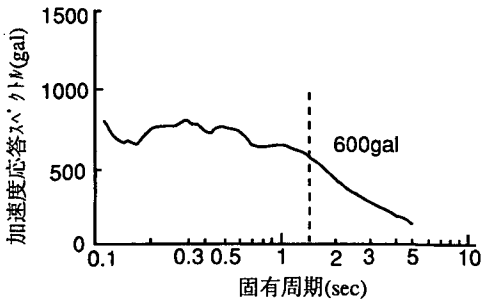


(c)　A 2 地点の応答加速度

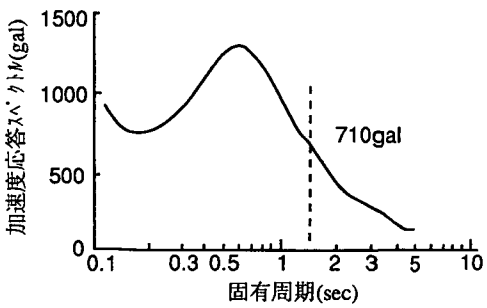
図－参3.5 地盤表面の応答加速度



(a)　A 1 地点

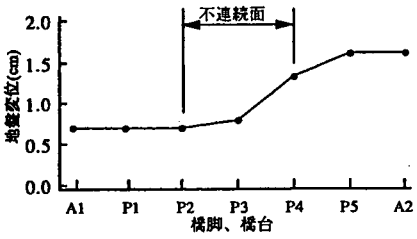


(b)　P 3 地点

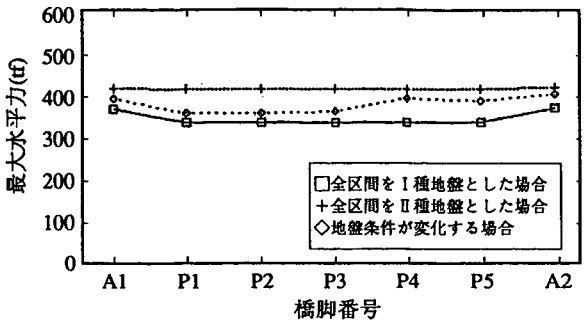


(c)　A 2 地点

図－参3.6 地表面の地盤加速度の加速度応答スペクトル



図－参3.7 地表面の最大応答変位

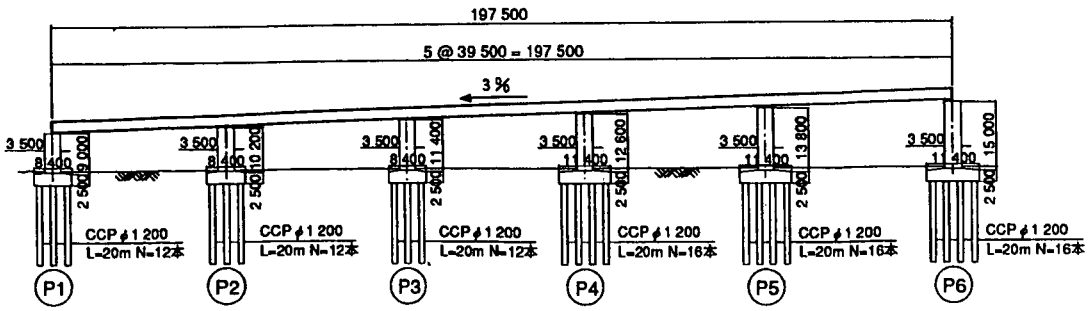


図－3.8 免震装置に生じる最大水平力

3.2 橋脚の非線形性の影響に関する検討例

検討対象とした免震橋梁は，図－参3.9 に示すⅡ種地盤上に建設される５径間連続ＰＣ橋とし，この橋のＰ５橋脚について地震時保有水平耐力法レベルの地震入力に対する免震装置とＲＣ橋脚のエネルギー分担を検討した。この免震橋は，鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いて地震時保有水平耐力レベルの固有周期を 1.5秒程度とし，免震装置の設計変位を30㎝程度として設計されている。図－参3.10は，検討対象モデルとしたＰ５橋脚と支承を示したものである。表－参3.1 には，この橋脚の設計結果を，また，表－参3.2 には免震装置の設計結果を示す。図－参3.11は，この橋脚の解析モデルで基礎固定のばね質点モデルである。基礎は，杭基礎であるが，基礎の並進ばね定数および回転ばね定数は，橋脚の初期剛性に対して大きく，また支承と橋脚のエネルギー分担を検討するためには影響が少ないために，解析では基礎を固定とした。免震装置の履歴特性は，図－参3.12(a) に示すようなバイリニヤ型とし，橋脚の履歴特性は，図－参3.12(b) に示すトリリニヤ型とした。橋脚と免震装置のスケルトンは，図－参3.13に示すとおりである。減衰としては，橋脚と免震装置の履歴減衰のみを考慮した。入力地震動は，図－参3.14(a) に示す地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅡ種地盤用の標準入力波であり，これを用いて非線形の時刻歴応答解析を行った。

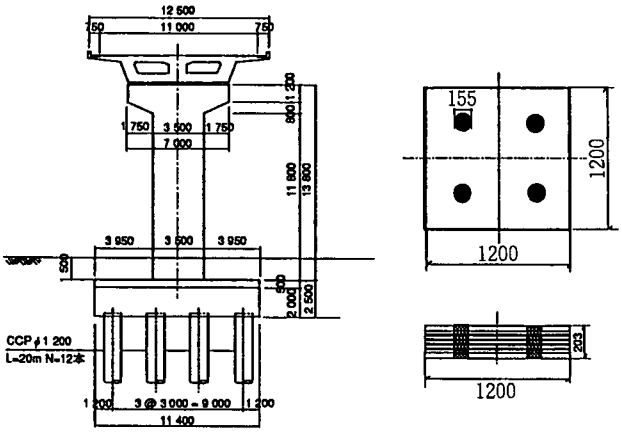
表－参3.3 は，解析の結果得られた最大応答値を示したものであり，図－参3.14(b) ～(e) は，桁，橋脚の応答波形を示したものである。図－参3.14(b) に示した桁の応答加速度波形をみると，入力地震動よりも長周期化しており，12秒付近と22秒付近にピークがみられる。図－参3.14(c) は，上部構造の応答変位波形であるが，応答加速度と同様に11秒付近と，22秒付近にピークがみられ，地震終了時において約５㎝の残留変位がみられる。これは，図－参3.14(e) に示した免震装置における相対変位の応答には残留変位がみられないので図－参3.14(d) に示した橋脚頂部の応答変位における残留変位によるものである。図－参3.14(c),(d) より，桁の応答変位と橋脚頂部の応答変位がほぼ同方向であることから，系は橋脚や免震装置が非線形性を示しても１次モードが卓越する振動をしていることがわかる。



図－参3.9 検討対象橋梁

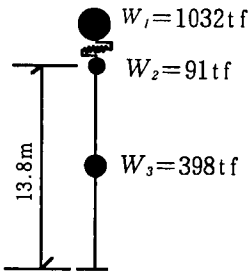
図－参3.14(f) は，全累積エネルギーの時刻歴と，さらに，免震装置と橋脚の分担を示したものである。図－参3.14(f) より桁の応答変位の最初のピークが生じる12秒付近までは，橋脚の累積ひずみエネルギーはほとんどなく，地震入力エネルギーは免震装置によって吸収されていることがわかる。この時刻以後になると，橋脚によってもエネルギーが吸収されるが，地震終了時での橋脚のエネルギー分担率は全体の32%と少なく，残りの68%は免震装置で吸収される。

これらより，免震装置と橋脚をバランス良く設計すれば，免震装置が効率よくエネルギー吸収をするので地震時に橋脚に吸収されるエネルギーを低減できることが確認された。

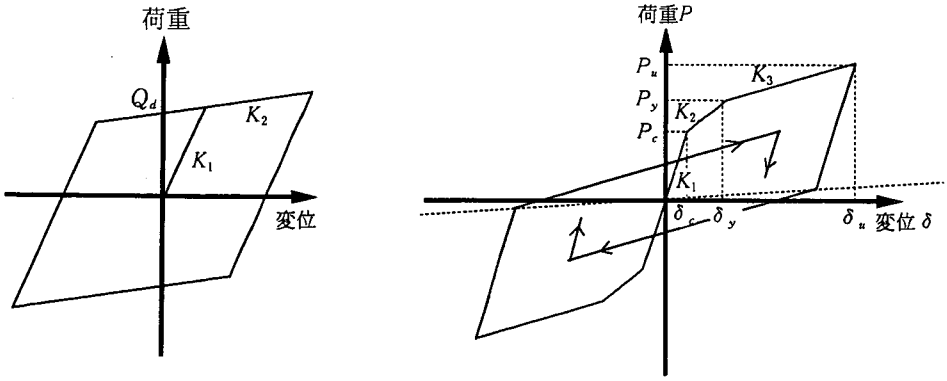


P 5 橋脚　　免震装置

図－参3.10　P 5 橋脚及び免震装置

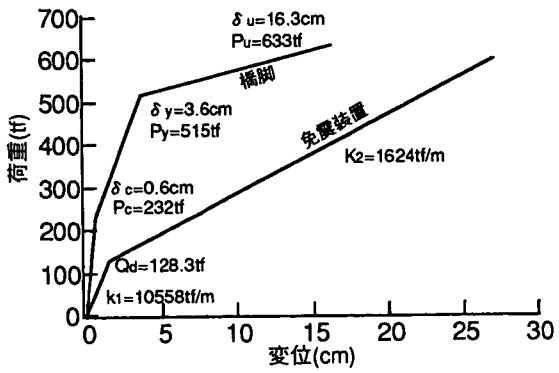


図－参3.11　解析モデル



(a)　免震装置の履歴特性　　(b)　ＲＣ橋脚の履歴特性

図－参3.12　免震装置と橋脚の履歴特性



図－参3.13　免震装置と橋脚のスケルトン

表－参3.1　Ｐ５橋脚及び基礎の設計結果

(a)　橋脚の設計結果

上部構造荷重強度		tf/m	26.27
橋脚柱下端断面力	M	tf.m	4448.0
	N	tf	1631.60
	H	tf	375.90
断面寸法		m×m	3.5×3.5
鉄筋量			D29@125
応力度	ｺﾝｸﾘｰﾄ σ_c	kgf/cm²	98.00
	鉄筋 σ_s	kgf/cm²	2777.00

(b)　基礎の設計結果

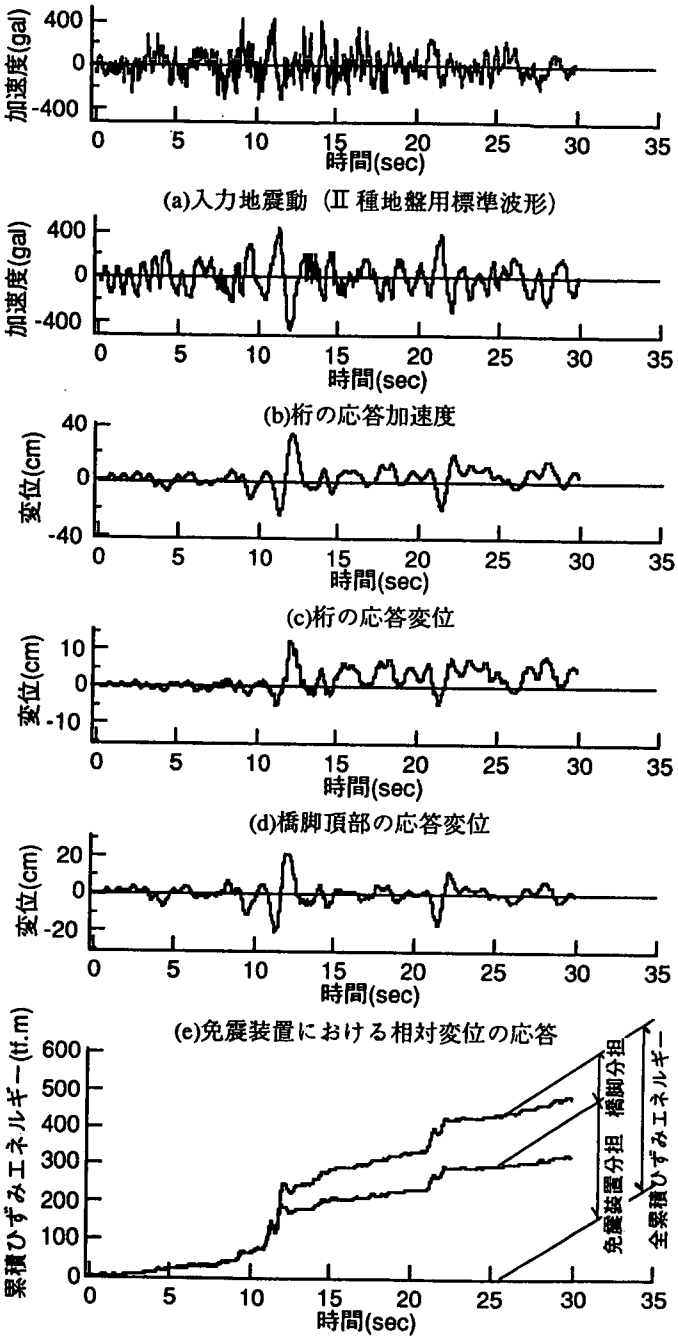
フーチング下面の作用力	M	tf.m	5610.1
	N	tf	2389.0
	H	tf	565.3
フーチング平面寸法		m	11.4×11.4
杭本数		本	16
杭軸力	押し込み P_{max}	tf	299.0
	引き抜き P_{min}	tf	-1.0
杭頭変位 δ		cm	0.3

表－参3.2　地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計結果

上部構造変位 μ_T (cm)		32.380
橋の固有周期 T (sec)		1.470
橋の減衰定数 h		0.157
設計水平震度 k_h		0.600
支承の設計変位 μ_B (cm)		28.500
支承の等価剛性 K_B (tf/m)		2276.000
支承の等価減衰定数 h_B		0.169
地震時水平力 F(tf)		648.700
水平変位の照査 μ_B / Σ_{te}		2.190
局部せん断ひずみ	鉛直荷重 γ_c	0.710
	水平変位 γ_s	2.190
	合計 γ_T	2.900
補強鋼板の応力度 σ_s (kg/cm²)		553.000

表－参3.3　動的解析による最大応答値

上部構造最大加速度		gal	49.7
橋脚頂部最大加速度		gal	1411.0
橋脚頂部最大変位		cm	12.6
免震装置最大変位		cm	24.3
免震装置最大作用力		tf	523.3
橋脚下端最大断面力	M	tf.m	7289.0
	H	tf	602.2

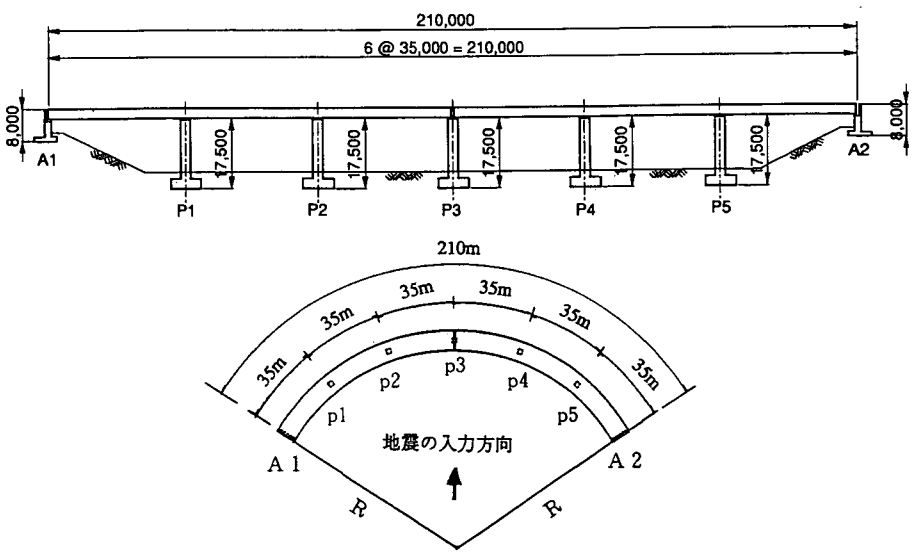


図－参3.14 動的解析により得られた時刻歴応答

3. 3　曲線免震橋の曲率の影響に関する検討例

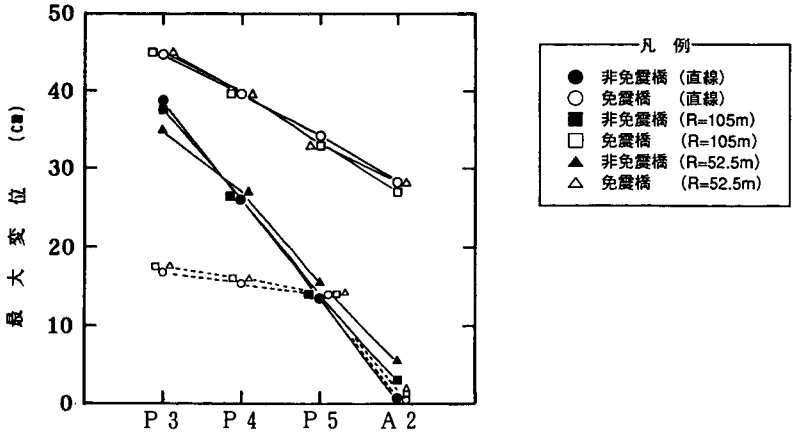
検討対象としたのは，図－参3. 15に示すような，Ⅰ種地盤上に建設される中央部に掛け違いのある６径間連続ＰＣ曲線橋で，曲線半径は，R=52. 5m，R=105. 0m，直線橋（R=∞）の３種類を考えた。また，比較対象としては，免震橋梁の全支承をピンとした非免震橋梁を考えた。解析では，３次元の骨組モデルを用いて時刻歴応答解析を行った。入力地震動としては，地震時保有水平耐力法の照査に用いるⅠ種地盤用の標準入力地震波を用いた。地震入力方向は，図－参3. 15に示す方向を考えた。

図－参3. 16(a）は，曲線半径の変化に対する各下部構造位置での桁の最大変位および下部構造頂部の最大変位を橋の右半分について示したものである。この図より，免震橋梁における桁の最大変位は，掛け違いのあるＰ３橋脚において最大でありＡ２橋台に近づくほど漸次小さくなっており，曲線半径による差は小さい。これは，Ａ２橋台の橋軸直角方向の剛性が他の橋脚の剛性に比べて大きいために，下部構造と免震装置を合わせた剛性がＡ２橋台において他の橋脚よりも大きくなるためにＡ２橋台を軸とした回転モードの振動が起こるためである。同様の傾向が非免震橋梁における桁の最大変位においてもみられ，また，非免震橋梁のＡ２橋台とＰ３橋脚における最大変位の差は免震橋梁よりも大きい。また免震橋梁における各下部構造頂部の最大変位は，曲線半径による影響はみられずＰ３～Ｐ５橋脚で約20㎝でほぼ等しく，Ａ２橋台ではほぼ０㎝である。図－参3. 16(b）は，曲線半径の変化に対する各下部構造位置での桁と下部構造頂部の最大加速度を示したものである。免震橋梁では各下部構造での桁における最大加速度はほぼ等しく，また，曲線半径による差も小さい。しかし，免震橋梁の下部構造頂部における最大加速度は，下部構造ごとに異なっており，また，Ｐ３橋脚，Ａ２橋台においては，曲線半径によって最大加速度が異なっている。一方，非免震橋梁の桁における最大加速度では，Ｐ３橋脚での最大加速度が最大でＡ２橋台に近づくにつれて減少しており，Ａ２橋台においては曲線半径が小さいほど最大加速度が大きくなっている。これは，非免震橋梁においては，桁の振動が各下部構造の剛性の違い等の影響を受けるが免震橋梁においては，免震装置によって下部構造と桁が分離されているために桁の振動が下部構造の剛性の違い等の影響を受けにくいためである。図－参3. 16(c）は，曲線半径の変化に対する各下部構造基部での最大せん断力を示したものである。免震橋梁においては，各下部構造が分担する最大せん断力はほぼ一定であり，免震装置による分散効果がみられる。非免震橋梁では，各下部構造が分担する最大せん断力は大きく異なっており，またＡ２橋台においては，曲線半径によって最大せん断力が異なり曲線半径が小さい橋梁ほど大きな値となっている。

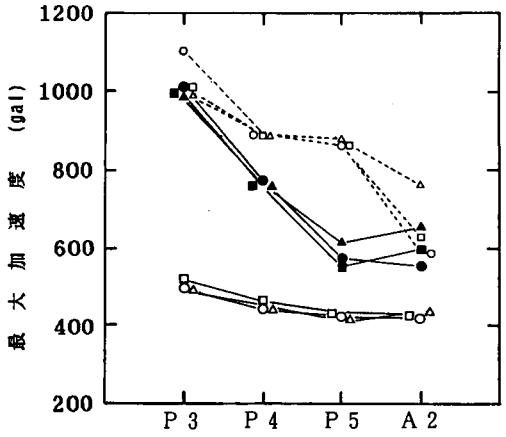


図－参3. 15　検討対象とした免震橋梁

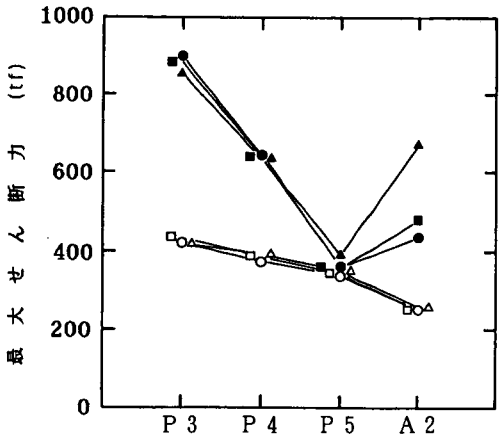
これらのことより，検討対象とした免震橋梁では，地震時において下部構造に作用する桁の最大慣性力や，この慣性力の各下部構造への分散に対する桁の曲率の影響が小さいことが確認された。



(a) 桁及び下部構造頂部の最大変位



(b) 桁および下部構造頂部の最大加速度



(c) 下部構造基部の最大せん断力

図－参3.16 動的解析による最大応答値

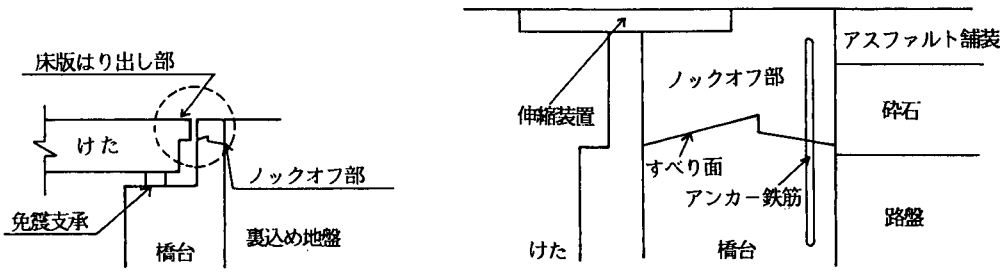
参考資料－4　免震橋梁用伸縮装置および落橋防止装置

4.1　ノックオフ装置

4.1.1　装置の機能と構造概要

ノックオフ装置とは，大地震時に桁が橋台と衝突した場合，橋台のノックオフ部が裏込め地盤の方に移動できるようにしておき，桁と橋台の衝突による影響を緩和するものである。

図－参4.1 に示すように，ノックオフ装置は，桁が橋台に衝突した時に裏込め地盤の方へ移動するノックオフ部と，輪荷重が伸縮装置に作用する時にノックオフ部が回転するのに抵抗するアンカー鉄筋，等により構成される。すべり面中央付近には，ノックオフ部が桁側にすべり出すのを防ぐための突起が設けられている。突起の両側の傾斜は，ノックオフ部の安定と水の滞留を防ぐためのものである。

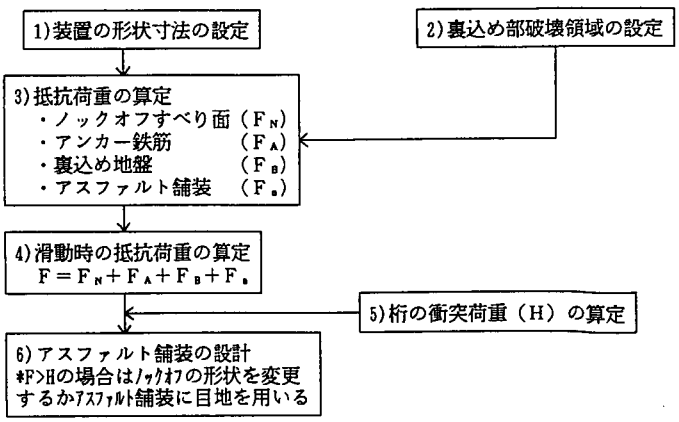


(a)　全体図　　(b)　詳細図

図－参4.1 ノックオフ装置の概要

4.1.2　装置の設計法

桁がノックオフ装置に衝突した場合に，装置が滑動するのに抵抗する要素としてはノックオフ装置のすべり面，アンカー鉄筋，裏込め地盤及びアスファルト舗装が考えられる。したがって，これらの４つについて抵抗荷重を算出し，これらの合計を滑動時の抵抗荷重とする。設計法の流れを以下に示す。



図－参4.2 ノックオフ装置の設計フロー

(1) ノックオフ部の抵抗荷重の算定

1) ノックオフ部のすべり面の抵抗荷重

図－参4.3 に示すノックオフ部の滑動時のつり合い条件より抵抗荷重（F_{n1}）は次式となる。

$$F_{n1}=\frac{W_n(\sin\theta_n+\mu_s\cos\theta_n)}{\cos\theta_n-\mu_s\sin\theta_n} \qquad (参4.1)$$

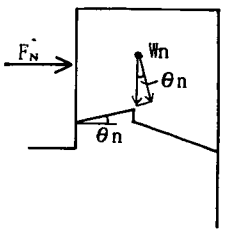
ここに，

μ_s ：コンクリートの摩擦係数（実験より[1] $\mu_s=0.2$）

θ_n ：すべり面の傾き

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重（F_N）は以下の通りである。

$$F_N=F_{n1}\times B \qquad (参4.2)$$



図－参4.3 ノックオフすべり面の力のつり合い

2) アンカー鉄筋による抵抗荷重

① アンカー鉄筋の必要断面積の算定

橋台とノックオフ部はアンカー鉄筋により接続する。アンカー鉄筋は，伸縮装置に作用する衝撃を100%加味した輪荷重と制動荷重を作用させた時の引抜き力に対して設計する。

図－参4.4 に示すように橋台前面位置（点0'）回りの回転を考え，アンカー鉄筋の必要断面積を次式で算出する。

$$A_{sn}=\frac{P\cdot\ell+H\cdot e}{d\cdot\sigma_{sa}} \qquad (参4.3)$$

ここに，

A_{sn}：アンカー鉄筋の必要断面積（cm²）

P ：輪荷重(tf)

H ：制動荷重〔=P×0.1 ：衝撃は考慮しない，0.1は道示Ⅰ（共通編）2.1.17項による。[5]〕

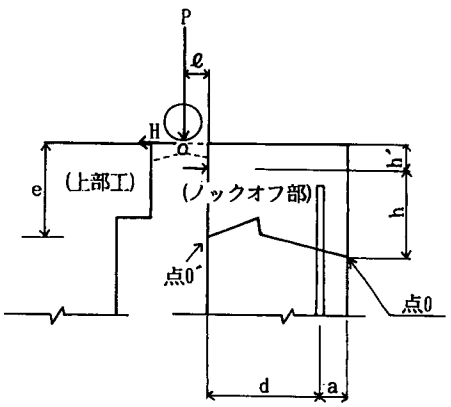
ℓ ：橋台前面から輪荷重作用位置までの距離（cm）

d ：橋台前面からアンカー鉄筋までの距離（cm）

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度（kgf/cm²）

e ：橋面上から点0'までの距離（cm）

ℓ，d及びeは図－参4.4 による。



図－参4.4 輪荷重と制動荷重の作用

② 必要鉄筋量（A_s）の算定

1m当たりのアンカー鉄筋の断面積A_sは次式を満足しなければならない。

$$A_s \geqq S_{sn}/(\text{輪荷重幅}+\text{荷重分散幅}) \qquad (参4.4)$$

③ アンカー鉄筋による抵抗荷重の算定

アンカー鉄筋の抵抗荷重（F_{A1}）は，点0回りの回転により，次式より求まる。

$$F_{A1}=\frac{A_s\cdot\sigma_{sy}\cdot a}{h} \qquad (参4.5)$$

ここに，

A_s ：幅1m当たりのアンカー鉄筋の断面積（cm²）

σ_{sy}：アンカー鉄筋の降伏点応力度(kgf/cm²)

a ：橋台背面からアンカー鉄筋までの距離（cm）

h ：点0から抵抗荷重作用点までの距離（cm）

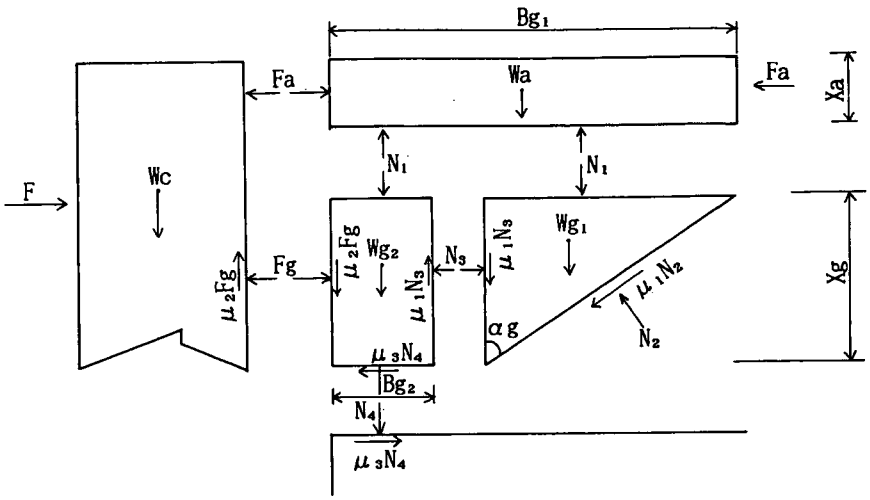
ただし，ノックオフ部のアンカー鉄筋の付着力F_tが$A_s\cdot\sigma_{sy}$より小さい場合は$F_{A1}=F_t\cdot a/h$とする。

橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重は以下の通りである。

$$F_A = F_{A1} \times B \qquad (参4.6)$$

3) 裏込め地盤の抵抗荷重

裏込め地盤の抵抗荷重は，図－参4.5 に示すようにノックオフ部，アスファルト舗装，砕石のブロックにわけて算定する。



凡　　例		
W_n:ノックオフ部の重量	r_g:砕石の密度[1)]	μ_2:砕石とｺﾝｸﾘｰﾄの摩擦係数
W_a:アスファルト舗装の重量	ϕ:砕石の摩擦角[1)]	E_a:ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装の変形係数*
W_{g1}, W_{g2}:砕石の重量	α_g:砕石のすべり角	E_g:砕石の変形係数[1)]
r_a:アスファルト舗装の密度[1)]	μ_1:砕石と砕石の摩擦係数	

B_{g2}:砕石が水平方向に滑動する距離(=1.4x)

B_{g1}:ノックオフ背面からアスファルト舗装が破壊する所までの距離($1.4x+x_g \cdot \tan\alpha_g$)

＊アスファルト舗装の変形係数(E_a)は文献[11)]により想定される最大の値を用いた。

図－参4.5 ノックオフ，アスファルト舗装，砕石のつり合い条件

裏込め地盤の抵抗荷重（F_r）は式（参4.8)および式（参4.9)に用いて式（参4.7)により算出する。

① 砕石（W_{r2}部分）のつり合い条件から，裏込め地盤の抵抗荷重は次式のようになる。

水平　$F_r = N_3 + \mu_1 N_4$

鉛直　$u_2 F_r = \mu_1 N_3 + N_4 - W_{r2}$

$$\therefore \quad F_r = \frac{N_3 + \mu_1 W_{r2}}{1 - \mu_1 \mu_2} \qquad (参4.7)$$

② 砕石（W_{r1}部分）のつり合い条件から，N_3 は次式のように求める。

水平　$N_3 = \mu_1 N_2 \sin\alpha_r + N_2 \cos\alpha_r$

鉛直　$0 = -N_1 - W_{r1} - \mu_2 N_2 \cos\alpha_r + N_2 \sin\alpha_r$

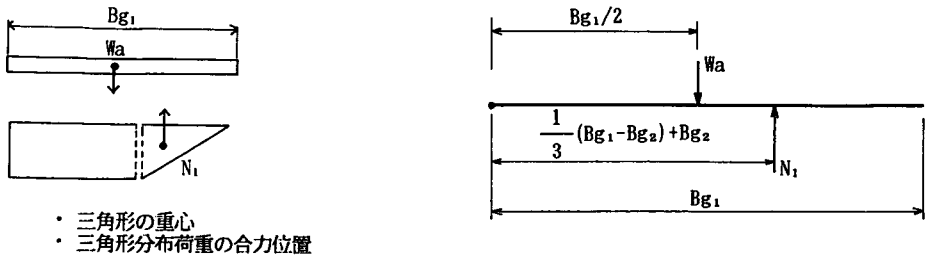
$$\therefore \quad N_3 = \frac{-(N_1 + w_{r1})}{K} \qquad (参4.8)$$

ただし　$K = \dfrac{\mu_1 \cos\alpha_r - \sin\alpha_r}{\mu_1 \sin\alpha_r + \cos\alpha_r}$

③ 図－参4.6 に示すように，砕石とアスファルト舗装のつり合い条件から，N_1 は次式のように求める。

$$\frac{B_{g1}}{2} W_a = \left[\frac{1}{3} (B_{g1} - B_{g2}) + B_{g2} \right] N_1$$

$$\therefore N_1 = \frac{B_{g1}}{2} W_a \times \frac{3}{B_{g1} - 2 B_{g2}} \qquad (参4.9)$$



図－参4.6 砕石とアスファルト舗装のつり合い

4) アスファルト舗装の抵抗荷重

① 弾性床上の梁の座屈理論解より，幅1m当たりのアスファルト舗装の抵抗荷重は次式のようになる。

$$F_{a1} = 2\sqrt{E \cdot I \cdot K} \qquad (参4.10)$$

ここに，

E：アスファルト舗装の変形係数(kgf/cm²)

I：アスファルト舗装の断面二次モーメント（cm⁴）

k：弾性床のバネ定数(5tf/m³)

② アスファルト舗装の橋台全幅（B）当たりの抵抗荷重（F_a）は次式の通りである。

$$F_a = F_{a1} \times B \qquad (参4.11)$$

kの値は実験結果に適合するように定めた値であるが，実験例も少なく物理的意味付けも明確ではない。したがって，実際の適用に当たってはアスファルト舗装の水平力による座屈実験を行って決定するのが望ましい。当面の設計上の対応としては後述の座屈誘発目地を設け，アスファルト舗装が所定の荷重で確実に座屈するようにする。

③ アスファルト舗装の座屈長（ℓ_B）は次式により求める。

$$\ell_B = 2\sqrt{\frac{2EI}{F_{a1}}} \qquad (参4.12)$$

5) 滑動時の全抵抗荷重（F）の算定

滑動時の全抵抗荷重（F）は，ノックオフすべり面，アンカー鉄筋，裏込め部の抵抗荷重の合計とし，次式により求める。

$$F = F_N + F_A + F_s + F_a \qquad (参4.13)$$

6) アスファルト舗装に関する文献調査

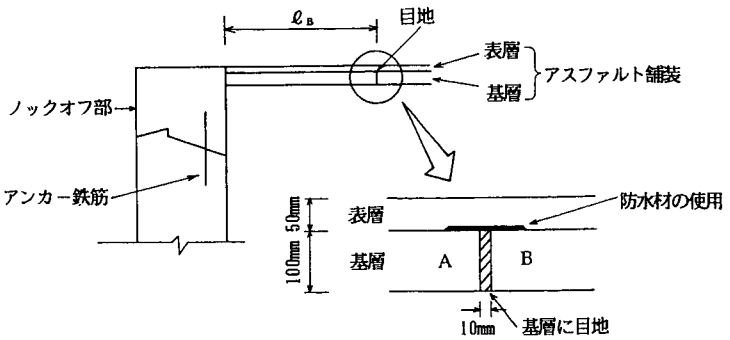
ノックオフ装置の設計に用いる変形係数は，想定される最大値を考慮すればよく，文献6),7)を参考にするとE＝28000kgf/cm²を用いればよいと考えられる。

(2) 桁の衝突荷重（H）の算定

桁の衝突荷重（H）は橋台に接するスパンの桁の総重量とする。

(3) アスファルト舗装の設計

アスファルト舗装の設計は，アスファルト舗装要綱[2)]を参照する。また，アスファルト舗装を座屈させる位置は式（参4.12）より求め，図－参4.7 に示すような目地を設ける。



図－参4.7 アスファルト舗装の目地

4.1.3 装置の施工法と修復方法

ノックオフ部のすべり面には，ノックオフ部が所定のすべり抵抗力で滑動するように剥離材等を用いて縁切りしておくことが必要である。すべり面からの水の浸透を想定して，アンカー鉄筋には防食加工を施した鉄筋や，ステンレス製の鉄筋を用いる。アンカー鉄筋の周辺のコンクリートは引き抜き力のため一部が破壊する。このため，裏込め側のアンカー鉄筋の根入れ部にはひび割れ防止の鉄筋を配しておく必要がある。

ノックオフ部が移動し裏込め地盤でエネルギーを吸収するように設計しておくと，橋台本体には被害を及ぼさないため，地震災害直後は応急復旧対策として鉄板を敷くこと等により緊急交通を確保できるもとお考えられる。ノックオフ部自体は改めて作り直す必要があるが，大地震時には橋台背面の裏込めや盛土が沈下し，補修工事を余儀なくさせられることが多く，ノックオフ部の補修工事もその一部と考えることができる。

〈参考文献〉

1) 土木研究所他28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その２），土木研究所共同研究報告書，第60号，平成３年７月
2) ㈳日本道路協会：アスファルト舗装要綱，昭和63年11月
3) ㈶国土開発技術センター：道路橋の免震設計法ガイドライン（案），平成２年３月
4) ㈳日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，平成２年２月
5) C. van der Poel: A General System describing the Visco-elastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data, J. Appl. Chem, 4, (1954), 221
6) AASHTO:The AASHO Interim Guides for Design of Rigid and Flexible Pavement, AASHO, 1961, 1972, 1981, 1986.
7) H. L. Von Quintus, J. A. Scherocman, C. S. Hughes and T. W. Kennsdy:National Cooperative Highway Researoh Program Report 338, Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System, Transportation Research Board, National Reserch Council Washington, D. C., March 1991
8) ㈳日本セメント協会：舗装に関するAASHTO指針，平成２年11月版

4.2 伸縮装置（フィンガー方式）

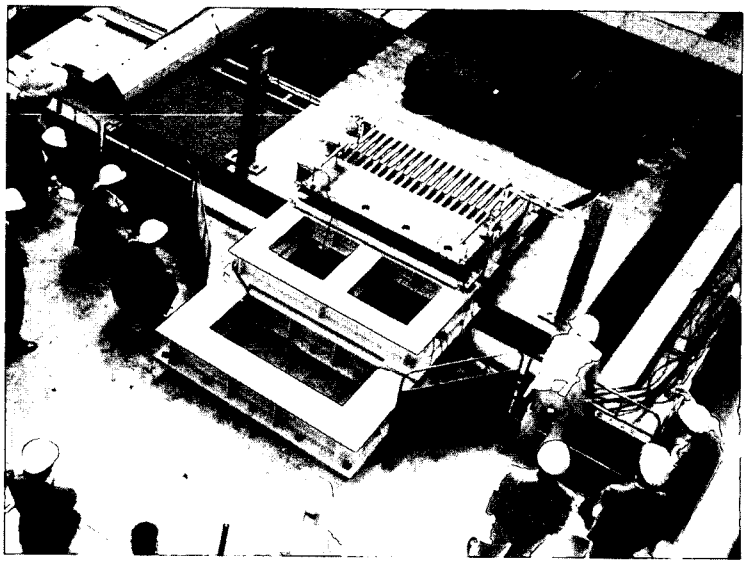
4.2.1 装置の機能と構造概要

(1) 特 徴

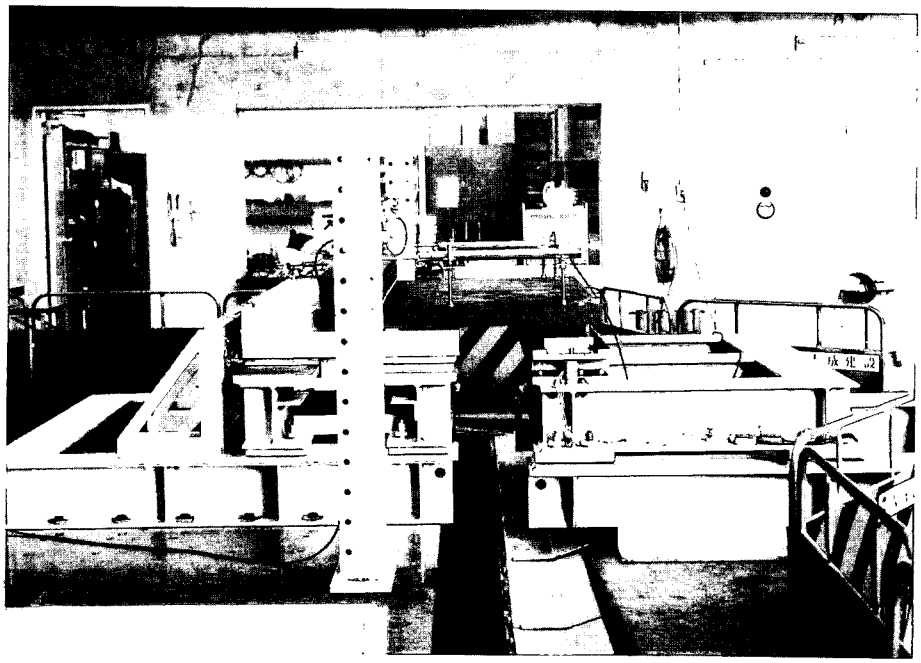
① 橋桁の全ての方向の水平変位に追従可能である。

② 最大伸縮可能量は，橋軸方向，橋軸直角方向を含む全ての方向に±300mm 程度まで設計可能である。

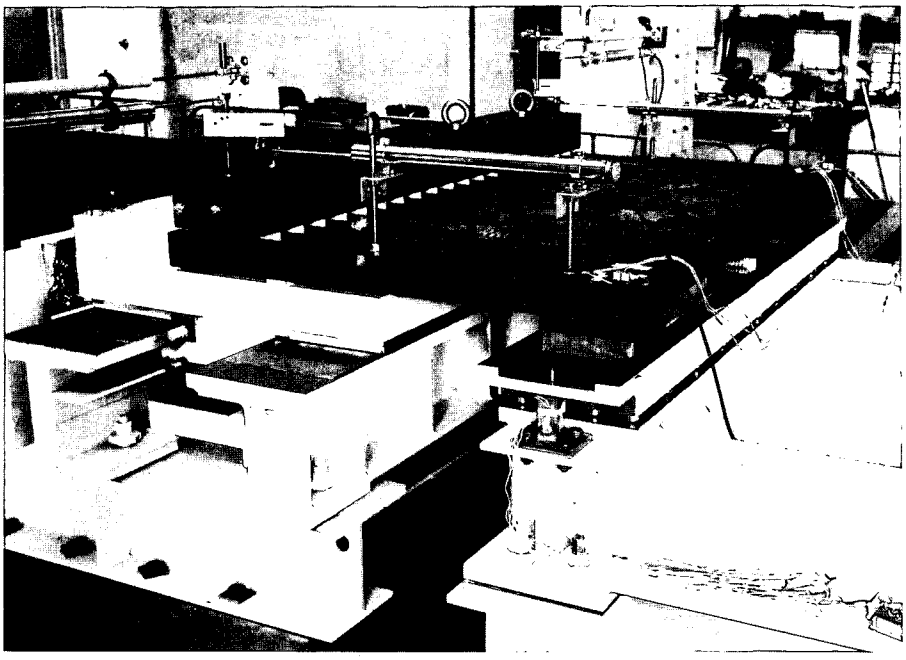
③ 伸縮装置の地震時における作動抵抗荷重は橋桁慣性力の１％程度であり，地震時の橋の挙動や免震装置の機能を阻害しないことを写真－参4.1 ～写真－参4.3 に示す実物大のモデルを用いた振動台実験により実証している。



写真－参4.1 振動台加振実験



写真－参4.2 試験体と三軸振動台の取り付け



写真－参4.3 伸縮装置（試験体）の構造

④ 従来の鋼製フィンガージョイントを基本構造としているので耐久性に優れている。

(2) 構　造

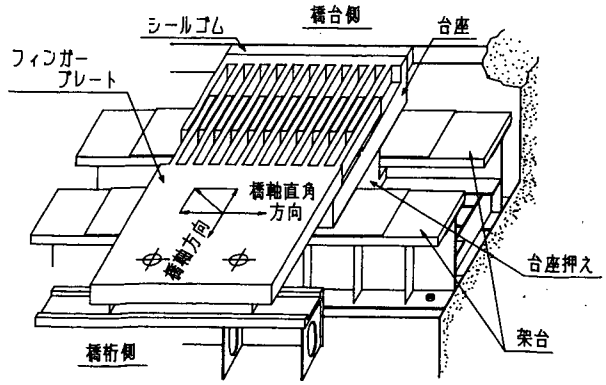
① 図－参4.8 および図－参4.9 に示すような両端支持型のフィンガージョイントである。

② 水平な摺動面を持つ架台の上に道路路面の高さに櫛形形状を持つ台座を乗せ，台座の浮き上がり防止とガイドを兼ねた台座押さえを組み立てることにより，橋軸直角方向の摺動を可能としている。

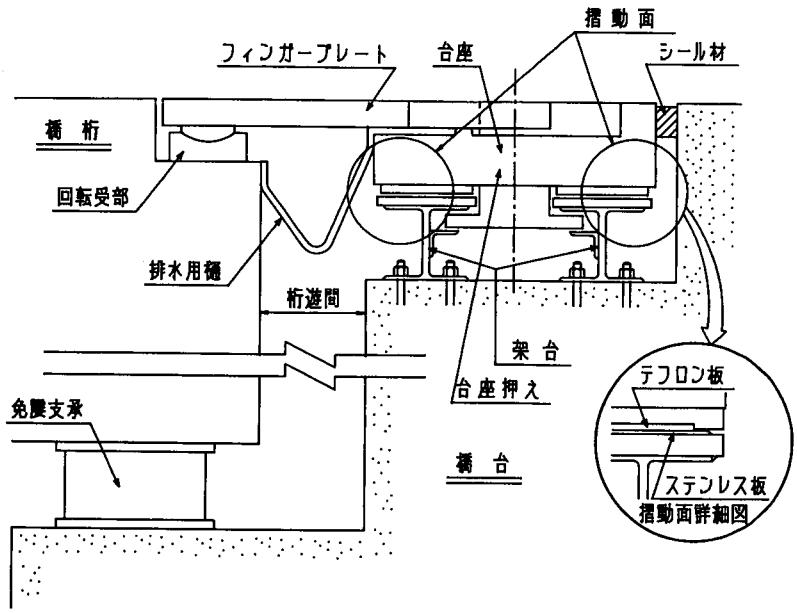
③ 台座と架台の間にある橋軸直角方向の摺動面は，耐腐食性，低摩擦力を得るために，テフロン板とステンレス板で構成されている。

④ 防塵対策として，温度降下時における橋桁が最も収縮した状態でも，フィンガープレートの櫛形部が桁遊間上に達しない構造を採用している。

⑤ 排水対策として，排水用樋を取り付け，排水部へ流し込む構造を採用している。



図－参4.8 構造概要図（1ブロック）



図－参4.9 伸縮装置断面図

(3) 変位の吸収機構

① 橋桁の橋軸方向の変位は，台座に架け渡したフィンガープレートの櫛形部で吸収する。

② 橋桁の橋軸直角方向の変位は，櫛形に架け渡したフィンガープレートが架台上の台座を橋軸直角方向に移動することにより吸収する。

③ 橋桁の橋軸および橋軸直角方向の変位は，①，②を同時に行なうことにより吸収する。

4.2.2 装置の設計法

図－参4.10を基本に，コンクリート橋に対する本伸縮装置の基本寸法の算出方法および算出例を以下に示す。なお，鋼橋に対しては回転受台側の切欠深さH_1および台座側の切欠深さH_2の算出方法がコンクリート橋と異なるだけである。なお，この場合には，フィンガープレートの支持用架台および台座の支持用架台が鋼橋の主桁位置で輪荷重を支持する梁構造となるため，支持用架台の断面照査を行ないその形状ならびに切欠深さを決定する。

(1) 基本寸法の設定

1) フィンガープレートラップ長（標準温度時）

$$a=\triangle \ell_t + b_{min} + \alpha \qquad (参4.14)$$

ここに，

a ：フィンガープレートラップ長（mm，標準温度時）

$\triangle \ell_t$ ：標準温度からの桁の伸縮量（mm，桁回転による移動量，余裕量を含む）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ長で２０mmとする。

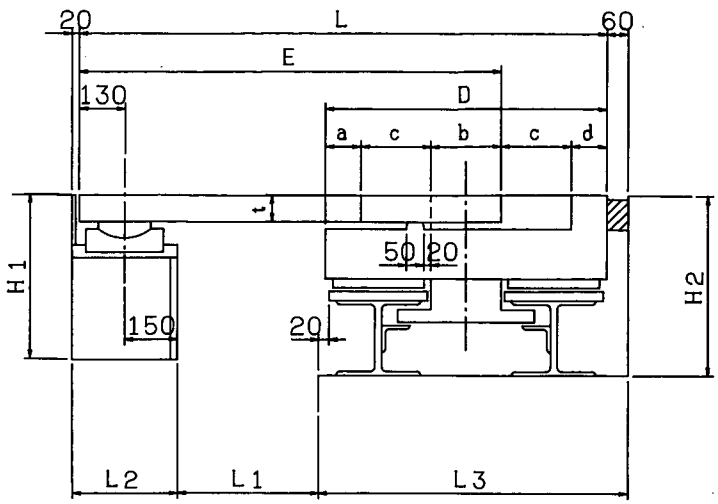
α ：台座長調整代（mm）

2) フィンガーラップ長（標準温度時）

$$b=MAX(\triangle \ell_{t1}, \triangle \ell_{t2}) + b_{min} \qquad (参4.15)$$

ここに，

$\triangle \ell_t$ ：標準温度からの桁の伸縮量（mm，桁回転による移動量，余裕量を含む）



図－参4.10　伸縮装置の基本寸法

$\triangle \ell_e$ ：震度法レベルの地震における桁の移動量（mm）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ長で20mmとする。

3) フィンガー遊間（標準温度時）

$$c = \mathrm{MAX}(\triangle \ell_t, \triangle \ell_e) + \triangle \ell_c + c_{min} \qquad (参4.16)$$

ここに，

c ：フィンガー遊間（mm，標準温度時）

$\triangle \ell_t$ ：標準温度からの桁の伸縮量（mm，桁回転による移動量，余裕量を含む）

$\triangle \ell_e$ ：震度法レベルの地震における桁の移動量（mm）

$\triangle \ell_c$ ：クリープ・乾燥収縮による移動量（mm）

c_{min} ：フィンガーの最小遊間（mm）で15mmとする。

4) 台座平面部長さ

$$d = a \qquad (参4.17)$$

ここに，

d：台座平面部長さ（mm）

a：フィンガープレートラップ長（mm，標準温度時）

5) 台座長

$$D = a + b + 2c + d \qquad (参4.18)$$

ここに，

D：台座長（mm）

a：フィンガープレートラップ長（mm，標準温度時）

b：フィンガーラップ長（mm，標準温度時）

c：フィンガー遊間（mm，標準温度時）

d：台座平面長さ（mm）

6) 伸縮装置の全長（標準温度時）

$$L = L_1 + (L_2 - 20) + D \qquad (参4.19)$$

ここに，

L ：伸縮装置の全長（mm，標準温度時）

L_1 ：桁遊間（mm，標準温度時）

L_2 ：回転受台側切欠長（mm）

D ：台座長（mm）

7) 回転受台側切欠長

$$L_1 = 300 \qquad (参4.20)$$

ここに，

L_2 ：回転受台側切欠長（mm）

8) 台座側切欠長

$$L_3 = D + 20 + 60 \qquad (参4.21)$$

ここに，

L_3 ：台座側切欠長（mm）

D ：台座長（mm）

9) フィンガープレート長

$$E = L_1 + (L_2 - 20) + D/2 + b/2 \qquad (参4.22)$$

ここに，

E ：フィンガープレート長（mm）

L_1 ：桁遊間（mm，標準温度時）

L_2 ：回転受台側切欠長（mm）

D ：台座長（mm）

b ：フィンガーラップ長（mm，標準温度時）

10) 回転受台側切欠深さ

$$H_1 = t + 350 \qquad (参4.23)$$

ここに，

H_1 ：回転受台側切欠深さ（mm）

t ：フィンガープレート板厚で 30 ～120 mmの範囲である。

11) 台座側切欠深さ

$$H_{2min} = t + 175 + h \qquad (参4.24)$$

$$H_{2max} = H_{2min} + (B \times i) \qquad (参4.25)$$

ここに，

H_{2min}：最小台座側切欠深さ（mm）

H_{2max}：最大台座側切欠深さ（mm）

t ：フィンガープレート板厚で 30 ～120 mmの範囲である。

h ：H鋼高さ（mm）

B ：橋の幅員（mm）

i ：横断勾配（mm）

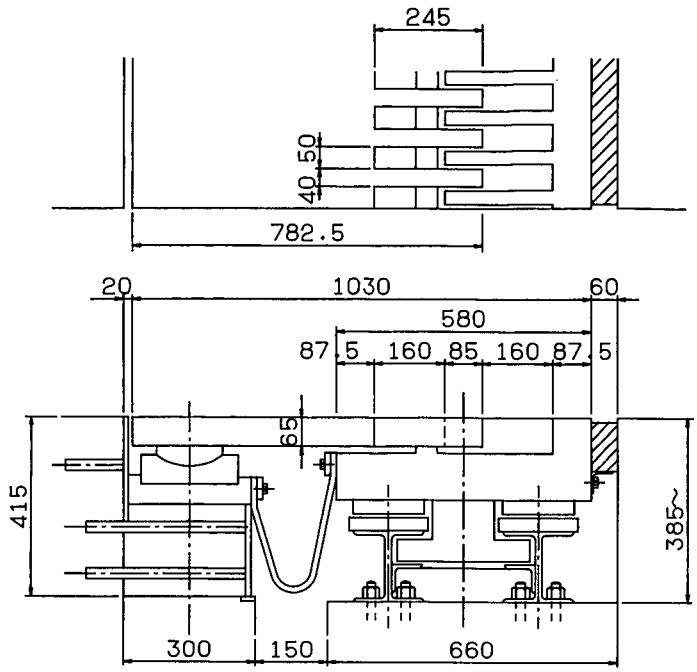
(2) 設計例

ＰＣ橋に対して，下記の設計移動量を見込んだ場合の設計例を図－参4.11に示す。

① 標準温度からの桁の伸縮量（桁回転による移動量，余裕量を含む）：$\triangle \ell_t = 65$mm

② 震度法レベルの地震における桁の移動量：$\triangle \ell_e = 60$mm

③ クリープ・乾燥収縮による移動量：$\triangle \ell_c = 80$mm



図－参4.11　設計例（標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了後）

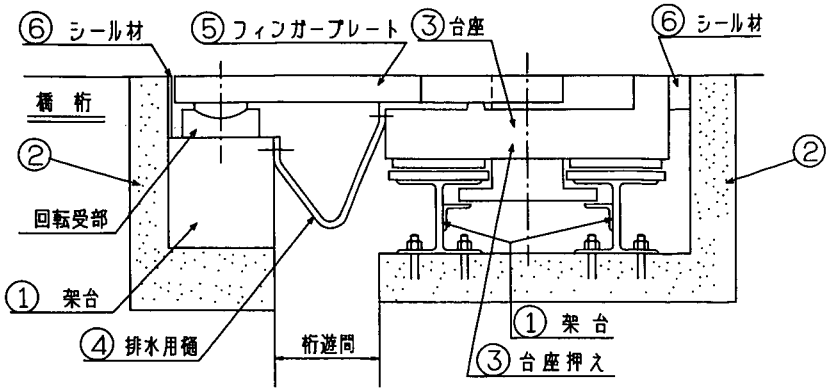
4.2.3　施工法と維持管理

(1)　施工法

本伸縮装置は，全ての部品を組み立てた状態での搬入および据え付けは困難であるため，現場での組立据え付けが基本となる。このため，据え付け精度には十分な注意を払う必要があるが，基本的な伸縮装置の施工に関する事項は，通常のフィンガージョイントと同様に道路橋伸縮装置便覧（㈳日本道路協会，昭和45年４月）に従えばよい。

工場製作，仮組み検査後の現場での組み立て手順は以下の通りである。また，図－参4.12は組立手順図を示したものである。

①　台座支持用架台とフィンガープレート支持用架台の設置



図－参4.12　組立手順図

橋軸方向，橋軸直角方向の直線性を確認し，高さの芯出しおよび橋軸直角方向の摺動部のレベル出しをした後に固定する。

② コンクリートの打設および養生

③ 台座の組み立て
橋面の横断勾配に合わせ位置調整を行ない，台座間の隙間を5㎜程度として組み立てる。

④ 排水装置の組立

⑤ フィンガープレートの組立
据え付け温度時の遊間調整を行ない，固定する。

⑥ シール材の充填，養生
各隙間にシール材を充填する。

⑦ 上面清掃，据付完了

(2) 維持管理

本伸縮装置は，従来の鋼製フィンガージョイントと同様の耐久性を有しているが，長期にわたる使用により生じる損傷を想定し，フィンガープレート，台座および排水装置は，取り替え可能な構造とするのがよい。台座上には塵埃が堆積しやすいため，定期的な点検，清浄が必要である。

4.3 落橋防止装置（アンカーバー方式）

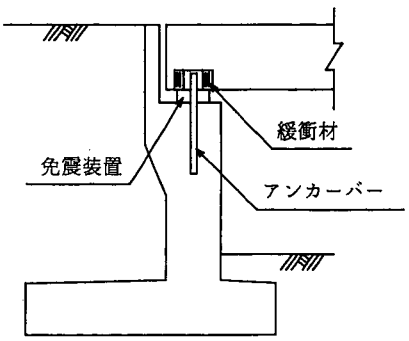
4.3.1 装置の機能と構造概要

(1) 機 能

① 本装置は，図－参4.13に示すように下部構造に取り付け，緩衝材としてのゴム材の圧縮変形によるエネルギー吸収を利用して衝撃力を低減しつつ，桁が下部構造頂部から逸脱して落橋するのを防ぐための装置である。

② ゴム材の圧縮変形は変位硬化型の反力履歴特性を示し，変位によって徐々にその剛性が増すので，落橋防止装置に要求される上部構造の移動を止め，落橋を防ぐ機能を有している。

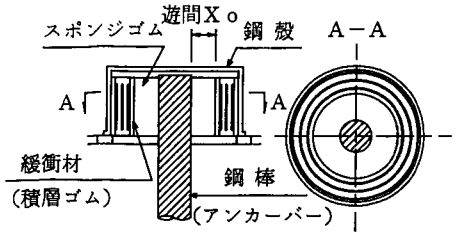
③ ゴム材の厚みを変えることにより，緩衝材のバネ定数を任意に設定することができる。



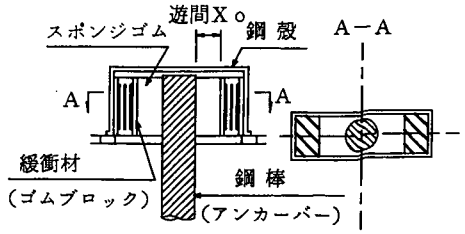
図－参4.13 落橋防止装置

(2) 構 造

本装置は，下部構造から立ち上げた鋼棒と，上部構造側に埋設した鋼殻の間にゴム緩衝材を装着して，鋼棒とゴム緩衝材の復元力を利用する構造である。緩衝する方向によって，図－参4.14に示す積層ゴムの緩衝材を用いた全方向タイプのものと，図－参4.15に示す積層ゴムまたはブロックの緩衝材を用いた橋軸方向タイプのものがある。



図－参4.14 全方向タイプ



図－参4.15 橋軸方向タイプ

本装置の細部構造は以下の通りである。

① 緩衝材は上部構造側に埋設する鋼殻の内側に固定する。

② 鋼棒と緩衝材の空間には，施工時の遊間の確保を目的としてスポンジゴムを挿入する。

③ 下部構造と上部構造のクリアランスは20mmとし，その間にはゴムパッドを挿入し，ゴミ等の浸入を防ぐ。

4.3.2 装置の設計法

図－参4.16に示す設計フローチャートに従い，設計条件に対して鋼棒の本数と径および緩衝材のサイズを仮定し，緩衝材の目標バネ定数および強度を定める。

(1) 設計条件

1) 地震時水平力

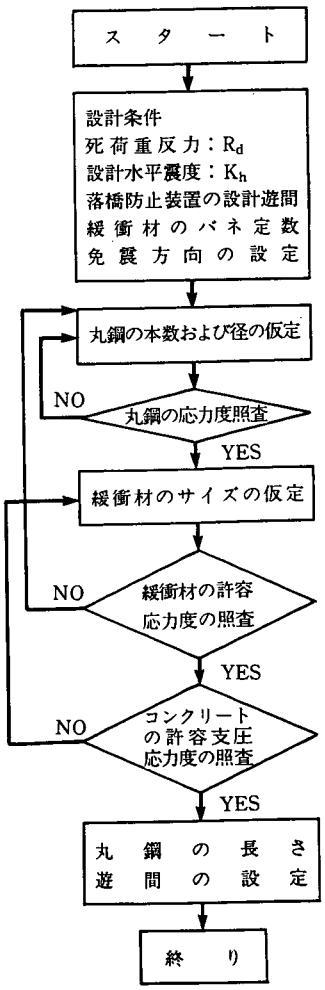
$$H=2.0 \times k_h \times R_d \qquad (参4.26)$$

ここに，

H ：地震時水平力（tf）

k_h ：震度法に用いる設計水平震度

R_d ：死荷重反力（tf）



図－参4.16 落橋防止装置の設計フローチャート

表－参4.1 ゴムの圧縮載荷幅 b_c の基準値 b_{co}
（2層の積層ゴム）

緩衝ゴムの一層の厚さ	アンカーバーの直径（mm）		
	ϕ＝100	ϕ＝100	ϕ＝200
t＝12mm	5.5 cm	6.5 cm	7.5 cm
t＝16mm	6.5 cm	7.5 cm	9.0 cm
t＝20mm	7.5 cm	9.0 cm	11.0 cm

表－参4.2 ゴムの圧縮載荷幅 b_c の補正値 b_{cm}

緩衝ゴムの一層の厚さ	アンカーバーの直径（mm）		
	ϕ＝100	ϕ＝150	ϕ＝200
t＝12mm	0.5 cm	0.5 cm	0.5 cm
t＝16mm	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm
t＝20mm	0.5 cm	1.0 cm	1.0 cm

2) 装置の設計遊間

地震時保有水平耐力法による免震装置の設計変位 u_B とする。

3) 緩衝材のバネ定数

緩衝効果が期待できるように，また，緩衝材の作動距離に応じて定める。

4) 免震方向の設定

橋軸方向のみ，または全方向免震かを設定する。

(2) 緩衝材（積層ゴムタイプ）

1) バネ定数の算定式

$$K_c = T_f \cdot G_o \cdot A_c \,/\, a_c \qquad (参4.27)$$

$$A_c = b_c \cdot L \qquad (参4.28)$$

$$a_c = (\phi - \sqrt{\phi^2 - b_c^2}) \quad /2 \qquad (参4.29)$$

$$b_c = b_{co} + b_{cm} \cdot n \qquad (参4.30)$$

ここに，

K_c ：バネ定数(kgf/cm)

T_f ：実験により求めた係数で，212.0 とする。

G_o ：ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

A_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷面積（cm²）

a_c ：ゴムの圧縮変形量（cm）（図－参4.17参照）

b_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）

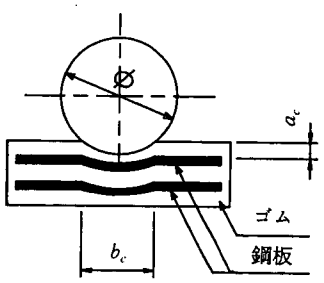
b_{co}：２層の積層ゴムに対する b_c の標準値（cm）で表－参4.1 による。

b_{cm}：積層ゴムの積層数に対する補正値（cm）で表－参4.2 による。

L ：緩衝材の長さ（cm）

ϕ ：鋼棒の直径（cm）

n ：積層ゴムの積層数



図－参4.17 緩衝材と丸鋼の接触面積

2) 緩衝材の長さ

$$L \geq \frac{H}{(b_c + 2\,t) \times \sigma_{ca}} \qquad (参4.31)$$

ここに，

L ：緩衝材の長さ（cm）

H ：上部構造の慣性力(kgf)

b_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷幅（cm）

t ：緩衝材の厚さ（cm）

σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度(kgf/cm²)

3) 緩衝材の圧縮応力度

$$\sigma_R = \frac{H}{A_c} \leqq \sigma_{Ra} = 600 \text{ kgf/cm}^2 \qquad (参4.32)$$

ここに，

σ_R ：緩衝材の圧縮応力度(kgf/cm²)

H ：上部構造の慣性力(kgf)

A_c ：ゴムと鋼棒間の圧縮載荷面積（cm）

σ_{Ra}：緩衝材の許容圧縮応力度(kgf/cm²)

(3) 鋼　棒

1) 曲げモーメントに対する検討

$$M = H \times h_1 \qquad (参4.33)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_s} \leqq \sigma_{sa} = 1900 \times 1.7 = 3230 \text{ kgf/cm}^2 \qquad (参4.34)$$

ここに,

M ：鋼棒に作用する曲げモーメント(kgf・cm)

H ：上部構造の慣性力(kgf)

h_1 ：（上下部構造間の隙間）＋（L／2）（cm）

σ_s ：鋼棒に作用する曲げ応力度(kgf/cm²)

Z_s ：鋼棒の断面係数（cm³）

σ_{sa} ：鋼棒S35Cの許容曲げ応力度（降伏応力度相当）(kgf/cm²)

2) せん断力に対する検討

$$\tau_s = \frac{H}{A_s} \leqq \tau_{sa} = 800 \times 1.7 = 1360 \text{ kgf/cm}^2 \qquad (参4.35)$$

ここに,

τ_s ：鋼棒に作用するせん断応力度(kgf/cm²)

H ：上部構造の慣性力(kgf)

A_s ：鋼棒の断面積（cm²）

τ_{sa} ：鋼棒S35Cの許容せん断応力度（降伏応力度相当）(kgf/cm²)

3) 長さの計算

① 上部構造側への埋込長さ

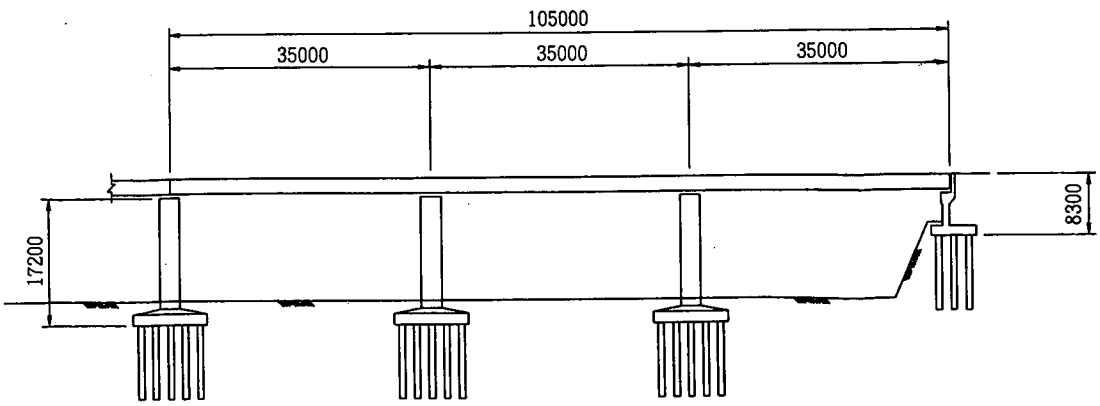
上部構造側への埋込長さは，緩衝材の長さLより50mmだけ長くとる。

② 下部構造側への埋込長さ

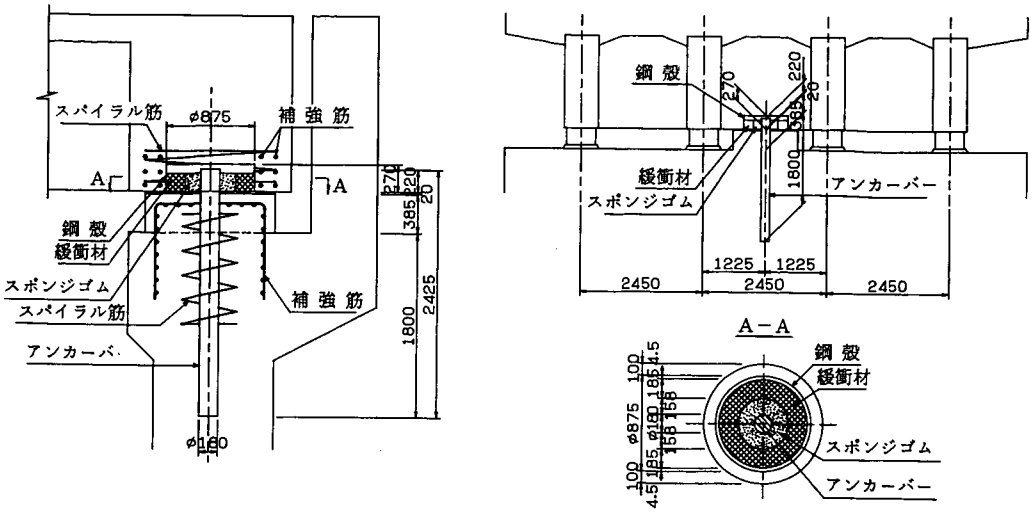
下部構造側への埋込長さは，鋼棒の直径の10倍とする。

(4) 試設計例

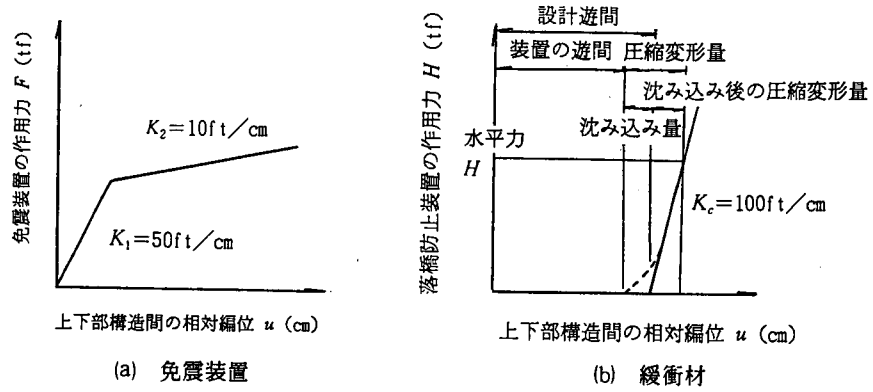
図－参4.18に示すように，Ⅱ種地盤に位置する橋長 105m，幅員10.7m，の３径間連続ＰＣ合成桁橋（上部工総重量2163tf）を対象にして，橋台部に落橋防止装置を取付けた場合を試設計した結果を図－**参4.19**に示す。緩衝材は20mm×７層の積層ゴムで総厚は 185mmである。なお，**図－参4.20**に示すように緩衝材のバネ定数は，免震装置の一次剛性の２倍程度，同二次剛性の10倍程度にした。



図－参4.18　対象橋梁



図－参4.19　アンカーバー方式の落橋防止装置（設計例）



図－参4.20　バネ定数

4.3.3　装置の施工法と維持管理

(1)　施工法

本装置は大きく２つの部品に分けられる。各々工場で製作，組立てた状態で現場に搬入する。

上部構造側……鋼殻，緩衝ゴム，スポンジゴム，ゴムパッド

下部構造側……鋼棒

鋼棒は下部構造天端の所定の位置に埋設しておき，その上側から被せるように鋼殻一式を据え付ける。施工時の注意点は以下の通りである。

①　上部構造の初期収縮分は，装置の遊間に予変位を与えて初期位置設定ボルトで固定する。

②　一支点上で複数の装置を用いる場合は，予変位の量が同一になるように正確に据え付ける。

③　鋼棒は鉛直に据え付ける。

④　上部構造の鋼殻と下部構造の鋼棒のまわりは，スパイラル筋および補強筋で補強する。

⑤　鋼棒用の下部構造の箱抜きのまわりは，スパイラル筋で補強する。

(2)　維持管理

本装置は，上下部構造の中に埋め込まれるため，設置後の点検は橋桁をジャッキアップすることが必要とされ困難である。したがって，鋼材の防錆処理等，設置前の製品検査には十分な注意が必要である。

参考資料－5　ＰＣ橋に対する免震設計の適用性

5.1　ＰＣ免震橋梁の実績

上部構造重量の大きなＰＣ橋梁では，免震化による慣性力の低減と多径間連続化は大きなメリットである。1989年時点で，ＰＣ免震橋梁としてはニュージーランドで18橋建設されている[1]。その内の６橋について諸元を示すと表－参5.1 のようになる。これらは全て新設橋であるが，①はかなり特殊な橋梁であり，細くて高い橋脚の基礎に免震装置を設けたもので，世界最初の免震橋梁とされている。②～⑥の５橋は，橋脚頂部に支承を兼ねた免震装置（鉛プラグ入り積層ゴム支承）を用いており，この型式が現在の主流となっているようである。

表－参5.1 ニュージーランドのＰＣ免震橋梁

	橋　梁　名	上 部 工 形 式	橋長	竣工	免 震 装 置
①	SOUTH RANGITIKEI BRIDGE	６径間連続ＰＣ箱桁 鉄道橋	m 315	1974	軟鋼製ねじり梁式 ダンパー
②	CLYDE POWERHOUSE ACCESS BRIDGE	U形プレキャストＰＣ 単純桁現場打ち連続橋	57	1981	鉛プラグ入り 積層ゴム支承
③	OHAAKI BRIDGE	U形プレキャスト ＰＣ単純桁（横８連）	83	1983	〃
④	MOONSHINE BRIDGE	U形プレキャスト ＰＣ単純桁（横７連）	168	1986	〃
⑤	GRAFTON BRIDGE　No.4	３径間連続場所打ち	60	1987	〃
⑥	GRAFTON BRIDGE　No.5	ＰＣ・Ｔ桁（２主桁）	81	1988	

これらの橋梁においては，免震装置と併用して以下に示す２つの構造が採用されているのが特徴である。

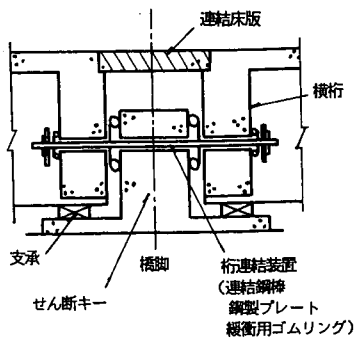
a)　ヒンジ床版構造

図－参5.1 に示すように橋脚上で単純桁の床版のみを連続させ，曲げモーメントを伝えずに軸力と橋軸直角方向せん断力とを伝達させることを期待した構造。表－参5.1 の橋梁③，④で採用されている。

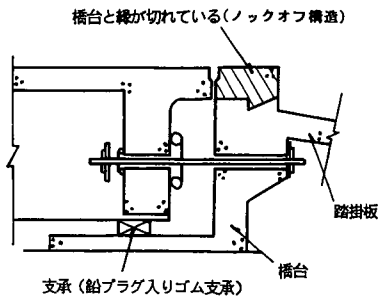
b)　ノックオフ構造

図－参5.2 に示すように大地震時における橋桁と橋台の衝突を見込み，橋台側衝突部の破損を積極的に許容し，設計遊間の減少を図る構造。橋梁③～⑥で採用されている。

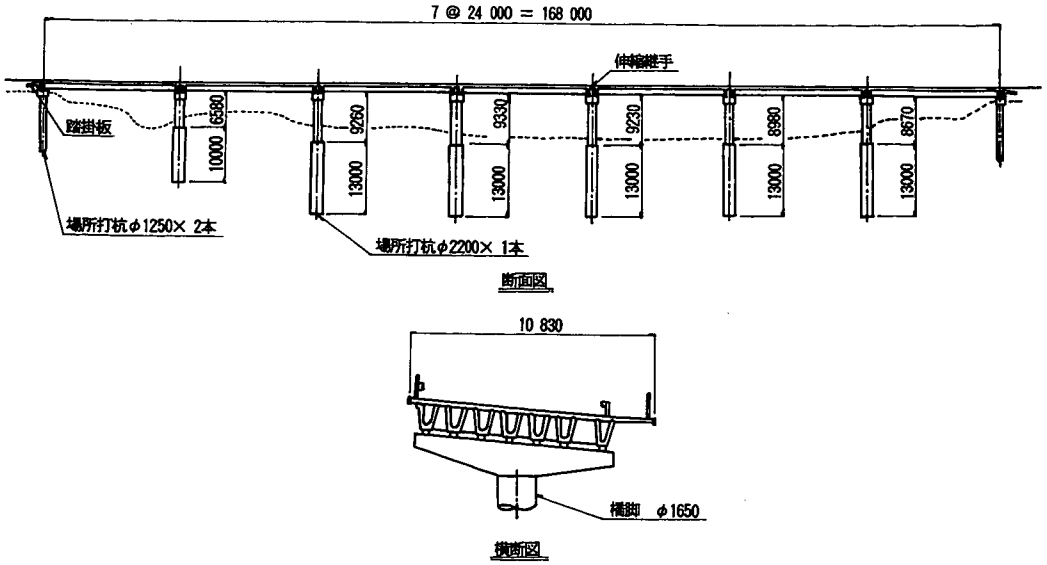
ＰＣ免震橋の代表的な例として，Moonshine Bridge（橋梁④）の構造を図－参5.3 に，またその特徴を表－参5.2 に示す。



図－参5.1 ヒンジ床版構造



図－参5.2 ノックオフ構造



図－参5.3 Moonshine Bridgeの構造一般図

表－参5.2 Moonshine Bridge の免震設計の特徴

橋梁名	Moonshine Bridge	竣工年	1986年
免震装置の採用理由	ピアとアバットの間で地震力の再分配を行い，ピアの損傷を軽減する。		
設計手法	Highway Bridge Design Brief(1978) のDesign charts (CD P818/A)		
設計震度	A Zone, （設計加速度 El Centro 0.19g Artifitial Bl 0.23g)		
免震装置	アバット：鉛プラグ入り積層ゴム支承 14個 ピア：ゴム支承 30個 および鉛プラグ入り積層ゴム支承 54個 降伏荷重 Q_d ＝33.75 kN Q_d ／ W= 8～10%		
移動制限装置	橋軸方向：橋脚は，1橋脚当りせん断キー4箇所（クリアランス70mm） 橋台はノックオフ装置 橋台と桁，桁と桁は緩衝用ゴムリングを入れて鋼棒で連結。 橋軸直角方向：橋軸方向に配置された鋼棒で抵抗		
伸縮継手	鋼重ね合せジョイント（橋台車道部には無し） 可動幅は橋脚 24 mm，橋台 19 mm		
その他特記事項	1．交通量が多く，橋脚が細いため桁上でかなり振動を感じる 2．ヒンジ床版構造を採用。 3．床版は4スパン連続と3スパン連続にわかれ，床版上にクリアランスがある。 （4スパン側で25℃の温度で29mmの移動を見込んでいる。）		

参考文献：1） ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書；㈱国土開発技術研究センター
免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会 現地調査団 1987.12

5.2 ＰＣ橋の耐震性と免震化のメリット

5.2.1 橋梁形式と耐震性の特徴

これまでに我国における橋梁の地震被害は，上部構造本体部分にはあまりみられず，支承部や下部構造へ集中している。したがって，被害をうけやすいこれらの部分に作用する地震力を免震化により低減することによる耐

震性の向上が期待できる。

表－参5.3 は，ＰＣ橋が採用できる橋梁形式に対して，免震化の適用性を耐震性の面からまとめたものである。ＰＣ橋の免震化でメリットが高いのは，連続形式の桁橋，トラス橋などである。ＰＣ橋は，死荷重が耐震設計上のキーポイントとなることから，伸縮継手を減らして連続化を図る場合には，以下の条件を満たす形式とすることが適切である。

① 地震力を各橋脚に分散させ，分散効果と合わせて耐震性の向上を図れる形式

② 固有周期が比較的短く，免震化による長周期化が容易な形式

これらの条件を満足する形式としては，一般に連続桁橋が挙げられる。

表－参5.4 連続桁橋の橋脚下端における常時と地震時の応力の比

橋名	橋長	支間割	平均橋脚高	支承条件	応力比（常時／地震時） 0.0 〜 0.5
A	111.6 m	27.35+2@27.9+27.35	16.2 m	M M F F M	+0 □コンクリート+鉄筋 □0.35
B	195.5 m	27.35+2@27.9+27.35	11.6 m	M M F F F F M	+0.03 □0.42
C	134.6 m	33.3+2@34.0+33.3	10.5 m	M F F F M	+0.13 □0.42
D	300.0 m	5@60.0	9.7 m		+0 □0.43
E	249.4 m	3@64.2+56.8	20.3 m	M M	+0.06 □0.23
F	101.0 m	25.0+2@25.5+25.0	12.4 m		+0 □0.45
G	173.8 m	34.4+3@35.0+34.4	10.9 m		+0 □0.28
H	338.325m	63.375+3@70.500+63.450	12.8 m		+0.02 □0.26
I	533.0 m	64.0+5@81.0+64.0	46.3 m	M M	+0 □0.52
J	279.6 m	82.3+115.0+82.3	38.35m	M M	+0 □0.53

表－参5.4 は，連続桁橋の橋脚下端に生じるコンクリートと鉄筋の応力度を（常時）／（地震時）の比率で表したものである。調査橋梁の範囲では，地震時に対する常時の応力レベルはコンクリートで4割前後，鉄筋では全圧縮に近いためほぼ0に近いことがわかる。したがって，免震化による連続桁橋の地震力の低減は十分期待することが可能であり，連続桁橋が免震化に最も適した構造形式であると考えられる。

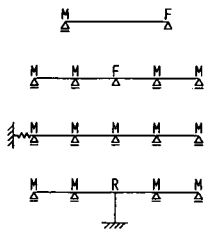
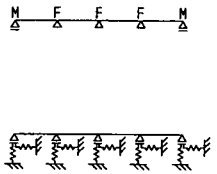
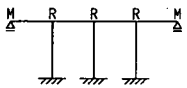
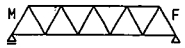
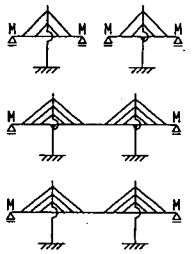
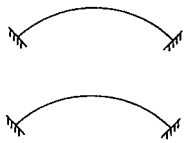
5.2.2 ＰＣ橋の免震化の方向性と留意事項

(1) 多径間化と長大化に伴う反力分散の必要性と免震化への展開

近年，道路橋においては走行性の改善とジョイント部の維持管理の向上を期待して多径間化が進みつつある。特にプレストレス技術の発展普及と呼応して支間の長大化が図られたＰＣ橋においては，鋼橋に比べて死荷重の比率が高いことから，多径間化に伴って重量が増大し，地震時水平力も大きくなる。地震時水平反力を特定の橋脚あるいは橋台に集中して負担させることは困難であり，複数の下部構造に分散させる反力分散の考え方が定着しつつある。

上下部全体としての経済性からいえば，ラーメン構造がコンクリート橋では最も経済的と考えられるが，主桁の温度変化やＰＣ橋特有の乾燥収縮，クリープなどの変形拘束による応力発生を考慮すればこれには限界がある。特に，多径間連続橋で橋脚が低い場合や，橋脚剛性の極端な不均一さによる断面力の集中が避けられない場合には，上下部構造を分離した連続桁形式が採用されることになる。

表－参5.3 橋梁形式と耐震性の特徴

	単純桁・連続桁（1点支持）	連続桁（多点支持）	連続ラーメン	トラス	斜張橋	アーチ
構造系						
耐震固定方法	・アンカーバー ・固定支承(ピン支承) ・水平バネ(ケーブル等) ・主桁と橋脚の剛結合	・アンカーバー ・固定支承(ピン支承) ・ダンパー（粘性材，ケーブル等） ・水平反力分散支承	・主桁と橋脚の剛結合	・固定支承（ピン支承）	・固定支承（ピン支承） ・主桁と橋脚の剛結合 ・ダンパー（粘性材，ケーブル等）	・アーチ部材とアーチアバットのピン結合，剛結合
採用断面	T桁，I桁，ホロー桁（プレテン，ポステン桁）箱桁，版桁	T桁，I桁，ホロー桁箱桁，版桁	箱桁	底版＋トラス部材	ホロー桁，箱桁，2主桁	箱断面，充実断面，2主桁断面
クリープおよび乾燥収縮の固定点への影響	1点固定であるため、固定点への影響はない。	固定する支間長，支承形式，橋脚高，基礎形式により影響の度合いが変化する。	固定する支間長，橋脚高基礎形式により影響の度合いが変化する。	影響はない。	3径間以上の斜張橋の場合，影響が大きい	クリープ・乾燥収縮の影響は大きい。
適用の条件等	地震種別による影響はない。	支承条件が固定では，固定する支間長に限界がある。 反力を分散する場合にはどの様な基礎形式でも適用可能である。	比較的堅固な地盤で高橋脚の場合に採用されている例が多い。	単純桁および一点固定と同様である。	主塔基礎は比較的堅固な場所に採用されることが多い。適用支間は長い。	一般的に地形が急峻で堅固な岩盤を有する場所に採用される。適用支間は長い。
構造特性	固有周期は一般的に短く固定脚に大きな慣性力が作用するため、耐震性は低い。	慣性力の削減が期待できるため，一般に耐震性は高い。	地震による断面力は橋脚内で交番する構造であり耐震性は高い。	単純桁および一点固定と同様である。	一般に長周期の場合が多く，耐震性は高い。	一般に適用地盤が強固であり，耐震性は高い。
免震化のメリット	○	○	△	○	△	△

連続桁形式での反力分散には，一般にゴム支承やダンパー，ストッパーなどが用いられている。地震時水平力を特定の下部構造に集中させず，複数に分散させることで個々の下部構造の設計荷重を低減させるのが反力分散の考え方であり，橋梁全体に作用する地震力の大きさは不変である。これに対して地震力そのものを低減させるのが免震設計である。

(2) ＰＣ橋特有の設計課題

ＰＣ橋特有の構造特性として，施工手順に伴う弾性短縮やクリープ，乾燥収縮の影響を考慮しなければならない。これらは温度変化の影響と同様，支承部での移動量や支承反力を算定し，上下部構造への影響を検討する必要がある。

地震時の変形量は免震支承を用いた場合には相当大きくなり，免震支承の特性ばらつきを考慮すれば，常時変形量と切り放して検討しても影響はない。むしろ特性のばらつきを考慮して，応答の上下限を押さえておく必要があると考えられる。

また，免震橋梁の普及にあたっては，標準化された免震装置の使用が，コスト低減，品質確保の面で有効であると考えられる。

5.3 ＰＣ橋の耐震性向上に関する検討

ＰＣ橋に免震構造を採用した場合の耐震性の向上度合を調べるために，免震橋とゴム支承を用いた反力分散方式の橋に対して，応答スペクトル法による動的解析を行い，両者の応答値を比較検討し，ＰＣ橋の免震化による耐震性の向上を定量的に把握する。

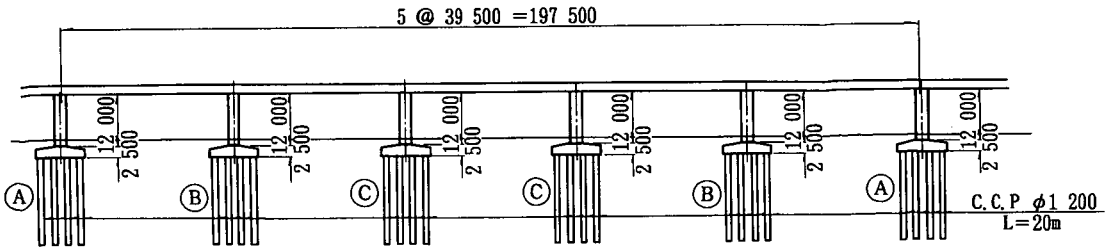
5.3.1 解析方法および解析条件

解析モデルは図－参5.4 に示す５径間連続ＰＣ箱桁橋とし，免震橋と反力分散方式の場合の橋は支承を除いて同一条件とした。ここで，地盤種別はⅡ種地盤とする。下部構造の剛性は現実的に有り得る範囲を想定して表－参5.5 に示す３種類とした。また，解析は震度法レベル，地震時保有水平耐力法レベルの２種類とした。検討ケースを表－参5.6 に示す。免震橋と反力分散方式の場合の橋の支承の設定条件は以下の通りである。

① 反力分散方式の場合のゴム支承の剛性は，地震時水平力（震度法レベル）とクリープ，乾燥収縮による水平力の和が橋脚間でほぼ等しくなるように設定する。

② 免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用し，等価線形化法によりモデル化する。減衰性能の向上による免震効果を比較するために，ここでは震度法レベルにおいて反力分散方式を採用した場合の１次の固有周期と等しくなるように免震支承の等価剛性を設定した。免震設計では，免震橋の固有周期は非免震橋の固有周期の約２倍以上とする必要があるが，ここではあくまでも免震支承の減衰効果の影響を見るために，このように免震支承の等価剛性を設定したものである。

このようにして定めた免震支承の形状寸法を表－参5.7 に，免震装置の等価剛性および等価減衰定数を表－参5.8 に示す。



図－参5.4 解析基本モデル

表－参5.5 基本ケースに対する下部構造の剛性パラメータ

剛性ケース		下部工構造剛性	
		橋脚剛性	基礎剛性
基礎の剛性を低く見積もったケース	K_{min}	0.3 ×K_P	0.5 ×K_P
基礎の基本剛性ケース	K_{ave}	K_P	K_P
基礎の剛性を高く見積もったケース	K_{max}	0.3 ×K_P	∞

表－参5.6 検討ケース一覧

検討ケース		非免震	免震	下部構造	
震度法レベル	ケース1	○		K_{min}	全断面剛性
	ケース2	○		K_{ave}	
	ケース3	○		K_{max}	
	ケース4		○	K_{min}	
	ケース5		○	K_{ave}	
	ケース6		○	K_{max}	
地震時保有水平耐力法レベル	ケース1	○		K_{min}	降伏剛性
	ケース2	○		K_{ave}	
	ケース3	○		K_{max}	
	ケース4		○	K_{min}	
	ケース5		○	K_{ave}	
	ケース6		○	K_{max}	

表－参5.7 免震支承の諸元

特性	A橋脚	B橋脚	C橋脚
平面形状	950×1000	1200×1250	1250×1300
鉛プラグ	φ 144×2本	φ 160×4本	φ 149×5本
ゴム厚さ	33層×16mm	20層×20mm	20層×16mm

表－参5.8 免震装置の等価剛性および等価減衰定数

橋脚	反力分散支承		免震支承			
			震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	K_B	h_B	K_{B1}	h_{B1}	h_{B2}	h_{B2}
A	868	5.0	864	27.1	512	13.6
B	2152		2148	27.3	1246	14.1
C	2688		2672	22.5	1861	8.8

なお，応答スペクトル法のモード解析に用いる減衰定数はひずみエネルギー比例減衰法で算出するものとし，上部構造は3％，橋脚は5％，基礎は10％とした。

5.3.2 震度法レベルでの耐震性の向上度合

固有値解析結果より基本剛性ケース（K_{ave}）では1次モードでの有効質量比は免震，反力分散方式の場合ともに53.4％であった。これにより応答はほぼ1次モードに支配されることがわかる。したがって，ここでは1次モードに着目して反力分散方式と免震との比較を行う。

表－参5.9 に，1次モードの固有周期およびモード減衰定数を比較する。入力地震動としては図－参5.5 に示す加速度応答スペクトルを用いた。反力分散支承と免震支承の等価剛性が同じになるように設定したので，反力分散方式の橋と免震橋とで固有周期には大きな違いはない。モード減衰定数は，反力分散方式の橋では約5％であるのに対し，免震橋では16～24％と大きな値を示している。減衰の効果によって，免震橋の加速度応答スペクトルは反力分散方式の橋に比べて72～64％（K_{min}～K_{max}）と小さい。

図－参5.6 ～図－参5.8 に応答値を比較する。免震橋の応答値は反力分散方式の橋に比べて74～66％（K_{min}～K_{max}）まで小さくなる。

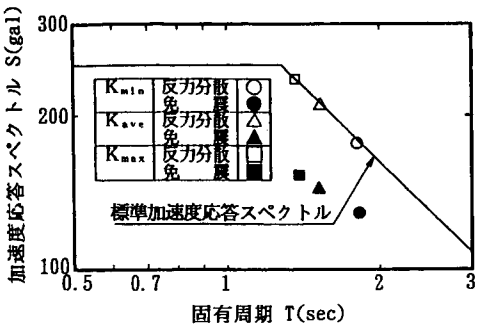
1次モードのエネルギー分担率をE_iを表－参5.10に示す。各要素の剛性が等しいので免震橋と反力分散方式の橋ではほとんど差はない。エネルギー分担率は下部構造の剛性によって，55～94％の範囲で変化する。下部構造の剛性が大きいほど支承部分の分担が大きくなる。

さらに，各要素の減衰を考慮して，橋のモード減衰定数hに対する各構造要素の減衰h_iが占める割合（$h_i \cdot E_i / h$）を表－参5.11に示す。これを減衰分担率と呼ぶが，これを表－参5.10に示したE_iと比較すると，減衰の大きな要素において減衰分担率が大きくなることがわかる。とくに減衰の大きい免震支承がある場合には，84～99％（K_{min}～K_{max}）と，橋のエネルギーのほとんどを免震支承が担っていることがわかる。また，下部構造の剛性が大きいほど免震支承の分担が大きく，免震支承を有効に利用できる。下部構造の剛性の変化により

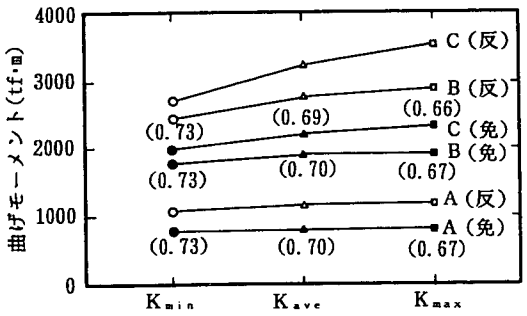
変化により支承の減衰分担率が変化し，それによって応答スペクトルの低減率にも差が出てくる。免震支承の方が，反力分散支承と比べて下部構造の剛性の変化による減衰分担率の差は小さくなっている。ただし，前述したように実際の免震設計では，ここで示したよりもさらに免震支承の剛性を低くとらなければならない。したがって，この場合には，免震支承のエネルギー分担率，減衰分担率はさらに大きくなる。

表－参5.9 固有周期および入力加速度応答スペクトル

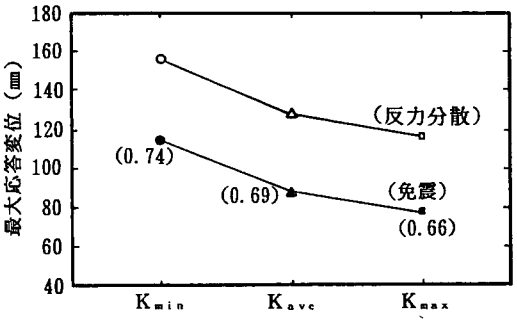
検討ケース	構造	固有周期 T(sec)	モード減衰 t (%)	入力加速度応答スペクトル S(gal)
K_{min}	反力分散○	1.809	5.4	178
	免震●	1.811	16.6	129 (0.72)
K_{ave}	反力分散△	1.519	5.3	214
	免震▲	1.521	21.2	144 (0.67)
K_{max}	反力分散□	1.392	5.0	238
	免震■	1.395	23.8	153 (0.64)



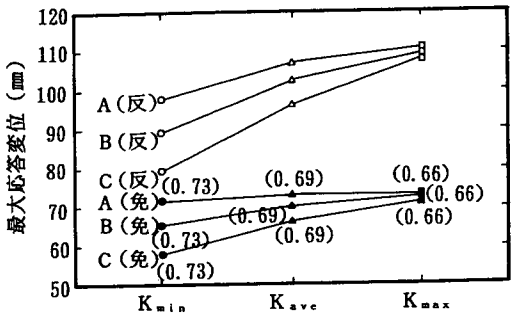
図－参5.5 入力加速度応答スペクトル



図－参5.6 橋脚下端の曲げモーメント



図－参5.7 主桁端部の応答変位



図－参5.8 支承の最大応答即位

表－参5.10　各部材のエネルギー分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.1	36.4	8.6	54.9
	免震	0.1	36.3	8.6	55.0
K_{ave}	反力分散	0.2	15.2	6.0	78.7
	免震	0.2	15.2	6.0	78.8
K_{max}	反力分散	0.2	5.9	0.0	93.9
	免震	0.2	5.9	0.0	93.9

表－参5.11　各部材の減衰分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.0	33.5	15.8	50.6
	免震	0.0	10.9	5.2	83.8
K_{ave}	反力分散	0.1	14.3	11.3	74.2
	免震	0.0	3.6	2.8	93.6
K_{max}	反力分散	0.1	5.9	0.0	93.9
	免震	0.0	1.2	0.0	98.7

5.3.3　地震時保有水平耐力法レベルでの耐震性の向上度合

固有値解析結果より，基本ケース（K_{ave}）の1次モードでの有効質量比は，反力分散方式の橋で55.1%（固有周期T＝1.67秒），免震橋で53.5%（T＝1.96秒）であった。地震時保有水平耐力法レベルでは反力分散方式の橋と免震橋では支承の剛性が違うため，その影響が1次モードの固有周期に表れている。反力分散方式の橋，免震橋とも1次モードは橋軸方向への桁の変位モードで，いずれの場合も有効質量比が50%以上となる支配的なモードである。したがって，ここでは震度法レベルと同様に1次モードに着目して反力分散方式の橋と免震橋との比較を行う。

表－参5.12に，1次モードの固有周期およびモード減衰定数，加速度応答スペクトルを示す。図－参5.9 は，入力した加速度応答スペクトルである。反力分散支承と免震支承では減衰定数と剛性が違うため，免震橋ではモード減衰の増加と入力加速度応答スペクトルの減少の効果が現れてくる。モード減衰定数はほぼ支承の減衰定数と比例した形で，反力分散方式の橋では5%であったものが免震橋では8%～10%へと向上している。また，固有周期も約 0.2～0.3 秒だけ免震橋の方が長くなっている。これらの影響によって1次モードに対応する加速度応答スペクトルは，（免震）／（反力分散）で 0.7～0.8 程度となる。

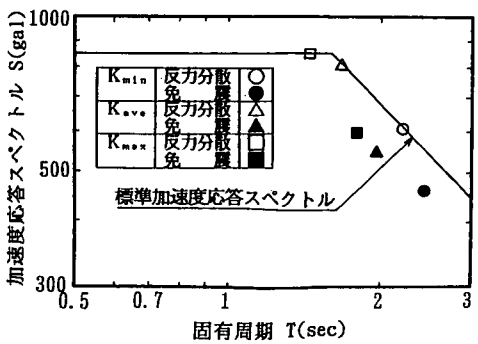
図－参5.10～図－参5.12に応答解析結果を示す。橋脚下橋での曲げモーメントの比率（（免震）／（反力分散））は，約7割程度に低減している。

主桁端部の最大応答変位は免震橋と反力分散方式の橋でほぼ同じレベルとなっている。その理由は，地震時保有水平耐力法レベルでは免震橋の支承剛性が反力分散方式の橋より小さいため，橋脚天端の水平変位が約40%増加するが，免震支承の採用により地震力が7割程度に低減されているため，両者が相殺するものである。

次に下部構造の剛性が増加すると，主桁の変位は小さくなるが支承の変位は増加する。また，主桁の変位に対する支承の変位の占める割合は，K_{min} の場合の5割から K_{max} の場合の9割へと増加し，橋脚・基礎剛性が高くなるにつれてこの割合が高くなる。

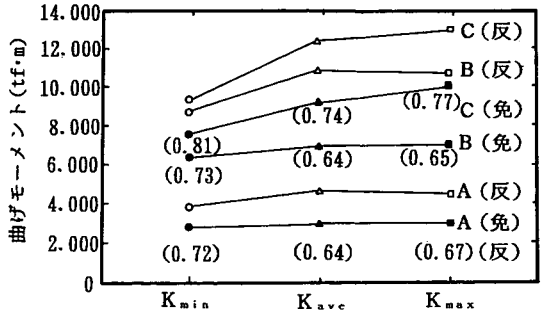
表－参5.12　固有周期および入力加速度応答スペクトル

検討ケース	構造	固有周期 T(sec)	モード減衰 t(%)	入力加速度応答スペクトル S(gal)
K_{min}	反力分散○	2.206	5.3	605
	免震●	2.438	8.6	467 (0.77)
K_{ave}	反力分散△	1.666	5.3	801
	免震▲	1.961	10.1	553 (0.69)
K_{max}	反力分散□	1.446	5.0	850
	免震■	1.775	10.8	599 (0.70)

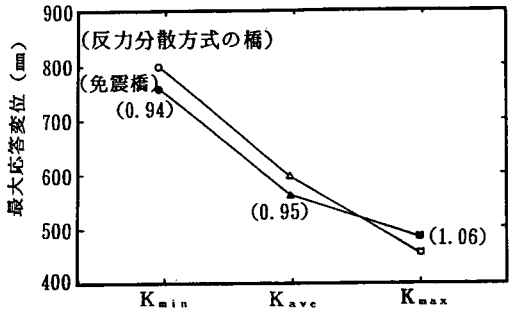


図－参5.9 入力加速度スペクトル

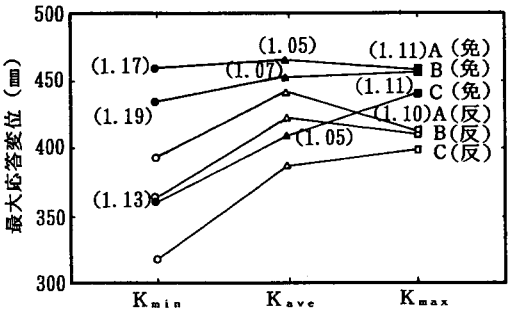
表－参5.13に１次モードにおけるエネルギー分担率 E_i を示す。エネルギー分担率は震度法レベルと同様な傾向にあり，橋脚剛性が高くなる程支承の分担率が増加する。さらに，減衰分担率（$h_i \cdot E_i / h$）を表－参5.14に示す。減衰性能の高い免震支承に減衰分担率が集中する。



図－参5.10　橋脚下端の曲げモーメント



図－参5.11　主桁の端部の応答変位



図－参5.12　支承の最大応答変位

表－参5.13　各部材のエネルギー分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.1	57.6	5.9	36.5
	免震	0.1	47.2	4.9	47.9
K_{ave}	反力分散	0.1	29.7	5.0	65.1
	免震	0.1	21.6	3.7	74.5
K_{max}	反力分散	0.1	12.9	—	87.0
	免震	0.1	8.7	—	91.1

表－参5.14　各部材の減衰分担率（%）

検討ケース	構造	桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	反力分散	0.1	54.4	11.1	34.5
	免震	0.0	27.6	5.7	66.7
K_{ave}	反力分散	0.1	28.3	9.5	62.1
	免震	0.0	10.7	3.7	85.6
K_{max}	反力分散	0.1	12.9	—	87.0
	免震	0.0	4.0	—	96.0

5.3.4　耐震性向上の要因分析

(1)　減衰効果による耐震性の向上

本検討のように，反力分散支承と同じ等価剛性を持つ免震支承を使用した場合でも，下部構造の剛性によって減衰効果が異なってくる。これは構造全体における支承のエネルギー分担率が変わってくるためで，一般に下部構造の剛性が高いほど，支承にひずみエネルギーが集中しやすい。したがって，支承の減衰定数が高い免震橋は，構造全体の減衰定数hが高くなり入力加速度応答スペクトルを下げることができる。しかし，下部構造の剛性にかなりの差（橋脚剛性は10倍，基礎剛性は∞倍）をつけているにも関わらず，反力分散方式の橋と免震橋の c_D 値の比は，１次モードでは表－参5.15に示すように0.64～0.72（震度法レベル）と10%程度の差にとどまっている。これは他のモードでも同様である。

表－参5.15　固有値解析結果および加速度応答スペクトル値の比較（1次モード）

剛性ケース	構造	固有周期 T(sec)		モード減衰定数 h（%）		標準加速度応答スペクトル S_o (gal)		減衰定数別補正係数 C_o		入力加速度応答スペクトル S_o (gal)	
		L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
K_{B1A}	反力分散	1.809	2.206	5.4	5.3	180	617	0.97	0.98	175	605
	免震	1.811	2.438	16.6	8.6	179 (0.99)	558 (0.90)	0.70(0.72)	0.84(0.86)	125 (0.71)	467 (0.77)
K_{A1A}	反力分散	1.519	1.666	5.3	5.3	214	816	0.98	0.98	210	810
	免震	1.521	1.961	21.2	10.1	214 (1.00)	694 (0.85)	0.66(0.67)	0.80(0.82)	141 (0.67)	553 (0.69)
K_{B2A}	反力分散	1.329	1.446	5.0	5.0	233	850	1.00	1.00	233	850
	免震	1.395	1.775	23.8	10.8	233 (1.00)	766 (0.90)	0.64(0.64)	0.78(0.78)	150 (0.64)	599 (0.70)

注　1)　L1：震度法レベル
　　L2：地震時保有水平耐力法レベル
　　2)（　）内数値は免震／反力分散の比率

(2)　長周期化による耐震性の向上

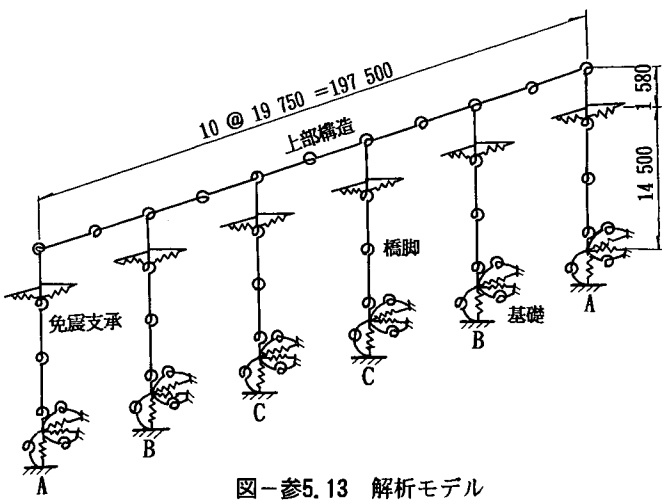
支承剛性が同じならば橋の固定周期は下部構造の剛性が高いほど長周期化しやすい。これは，下部構造の剛性が高くなる程，支承にひずみエネルギーが集中しやすいためである。ただし，実際には長周期化が地震力の低減に及ぼす影響は応答スペクトル値に左右されるため，免震支承を用いても固有周期が地震力の一定の領域にとどまる場合には長周期化による地震力の低減はない。このため，長周期化の効果は橋脚剛性が高い方が有利となる。

5.4　ＰＣ免震橋の適用性に関する検討

5.4.1　パラメータ解析

(1)　検討方法

5径間連続ＰＣ箱桁橋に免震支承を採用した場合を対象として，免震支承の特性や橋脚・基礎剛性を変化させて，応答スペクトル法により最大応答値を解析する。図－参5.13に解析モデルを示す。上部構造は一様とし，下部構造の剛性，断面等は桁中央を中心として左右対照位置の下部構造では同じとする。



図－参5.13　解析モデル

(2) 解析パラメータ

1) 免震支承の特性変化に対する検討

免震支承の等価剛性・等価減衰定数を以下の組合せで変化させ，表－参5.16に示す6ケースについてパラメータ解析を行う。

① 全橋脚の免震支承の等価剛性を変化させた場合

② C橋脚だけの免震支承の等価剛性を変化させた場合

③ 全橋脚の免震支承の等価減衰定数を変化させた場合

表－参5.16 免震支承特性変化検討ケース

検討ケース	①全免震支承の等価剛性を変化		②C橋脚の免震支承の剛性だけ変化	③全免震支承の等価減衰定数を変化		
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6
等価剛性	4 倍	1／2倍	1.5 倍	A: 864tf/m B:2148tf/m A:2672tf/m	A: 864tf/m B:2148tf/m A:2672tf/m	A: 864tf/m B:2148tf/m A:2672tf/m
等価減衰定数	A:27.1% B:27.3% C:22.5%	A:27.1% B:27.3% C:22.5%	A:27.1% B:27.3% C:22.5%	10 %	20 %	30 %

2) 橋脚・基礎剛性の特性の変化に対する検討

橋脚及び基礎の剛性を以下の組合せで変化させて，表－参5.17に示す6ケースについてパラメータ解析を行う。

① 全橋脚に対して橋脚及び基礎剛性を変化させた場合

② C橋脚だけの橋脚剛性を変化させた場合

③ 片側の橋脚A，B，Cの基礎剛性を変化させた場合

表－参5.17 下部構造剛性変化検討ケース

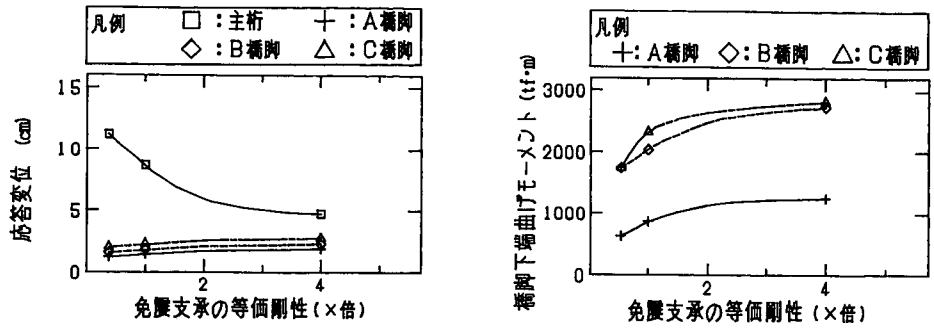
検討ケース	①全橋脚の橋脚剛性および基礎剛性を変化		②C橋脚の橋脚剛性だけを変化		③片側のA，B，C橋脚の基礎剛性性を変化	
	Case 1	Case 2	Case3	Case 4	Case 5	Case 6
橋脚剛性	0.36 倍	4.72 倍	0.3 倍	3.0 倍	A: 5430tf/m B:10860tf/m C:10860tf/m	A: 5430tf/m B:10860tf/m C:10860tf/m
基礎剛性			A: 448×10⁴tfm B:1116×10⁴tfm C: 896×10⁴tfm	A: 448×10⁴tfm B:1116×10⁴tfm C: 896×10⁴tfm	0.5 倍	固 定

(3) 解析結果

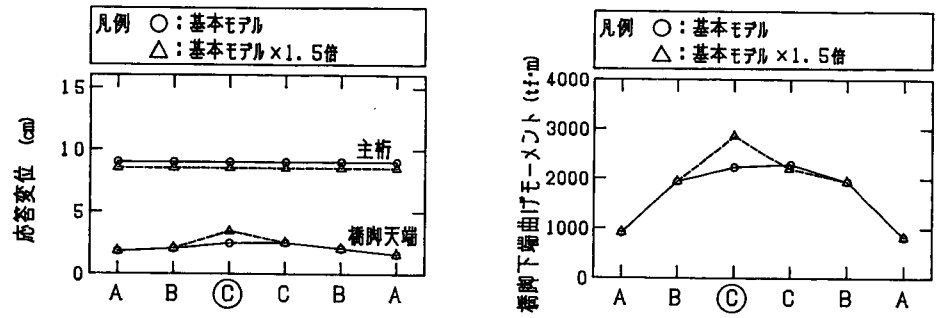
1) 免震支承の特性変化に対する検討

① 全橋脚の免震支承の等価剛性を変化させた場合（図－参5.14参照）

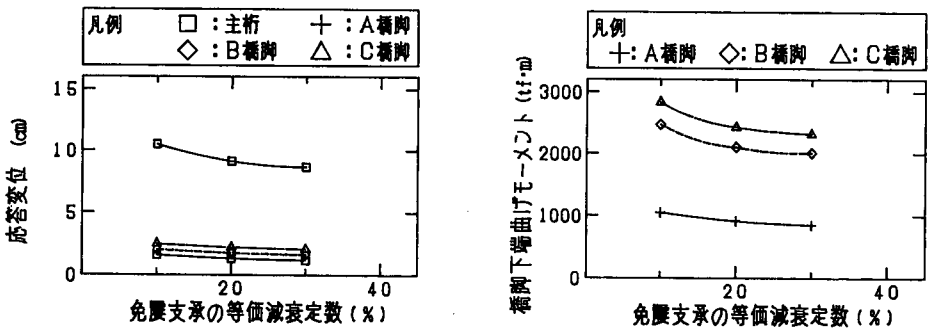
免震支承の等価剛性が大きいほど上部構造の応答変位は減少し，橋脚下端の曲げモーメントは大きくなるが，橋脚天端の応答変位はあまり変化しない。これは，設計上許容できる桁の変位と橋脚の曲げ耐力から適



図－参5.14　全橋脚の支承の等価剛性を変化させた場合の影響



図－参5.15　C橋脚だけの支承の等価剛性を変化させた場合の影響



図－参5.16　全橋梁上の免震支承の等価減衰定数の変化の影響

切に免震支承の等価剛性を選択することが必要なことを意味する。

②　1橋脚だけの免震支承の等価剛性を変化させた場合（図－参5.15参照）

1橋脚だけの免震支承の等価剛性を大きくすると，上部構造の変位量は一様に小さくなり，橋脚天端の変位量および橋脚下端の曲げモーメントは，免震支承の等価剛性を変化させたC橋脚だけで増加する。したがって，橋脚ごとに免震支承の等価剛性を適切に選択することによって，各橋脚の慣性力の分担率を調整することが可能である。

③　全橋脚上の免震支承の等価減衰定数を変化させた場合（図－参5.16参照）

免震支承の等価減衰定数が大きいほど主桁及び橋脚天端の変位，端脚基礎の曲げモーメントは減少する。ただし，免震支承の等価減衰定数が20%以上にあると，こうした減少率は小さくなる。

2) 橋脚・基礎剛性の変化に対する検討

① 全橋脚の橋脚及び基礎の剛性を変化させた場合（図－参5.17参照）

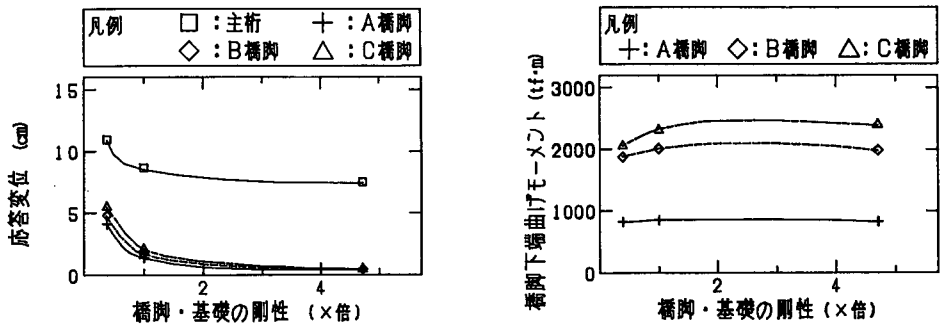
応答変位は，橋脚及び基礎の剛性が小さい程大きくなるが，支承部に生じる相対変位（上部構造と下部構造の相対変位）には大きな差がない。橋脚基礎の曲げモーメントは橋脚及び基礎の剛性が変化しても，大きく変化しない。

② C橋脚だけの橋脚剛性を変化させた場合（図－参5.18参照）

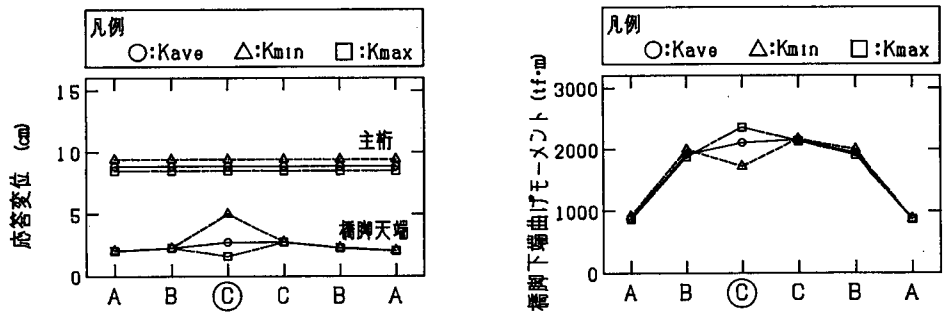
C橋脚だけの橋脚剛性を変化させても，全体的な応答はあまり変化せず，橋脚剛性を変化させた橋脚だけの応答変位や基礎の曲げモーメントの増減が生じる。橋脚に多少の剛性の変化があっても設計上は無視できるが，大きな橋脚剛性の差がある不等橋脚のような場合には，これを考慮して解析する必要がある。

③ 橋の半分の基礎剛性を変化させた場合（図－参5.19参照）

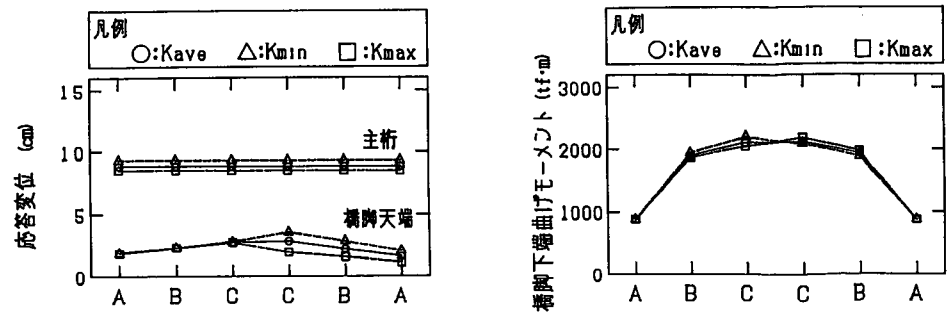
主桁及び橋脚天端の応答変位，橋脚基礎の曲げモーメントにあまり変化は生じない。したがって，地盤条件や基礎形式が変化しても，これが免震橋に及ぼす影響は少ない。



図－参5.17 全橋脚の橋脚及び基礎の剛性が変化した場合の影響



図－参5.18 C橋脚だけの橋脚剛性が変化した場合の影響



図－参5.19 半橋分（片側のA，B，C橋脚）の基礎の剛性が変化した場合の影響

5.4.2　各部材のエネルギー分担率

上記の橋脚および基礎の剛性を全橋脚について変化させた場合を対象に，各部材のエネルギー分担率および減衰分担率を求めると，表－参5.18および表－参5.19のようになる。下部構造の剛性が大きいほど，免震支承のエネルギー分担率が大きくなり，橋のエネルギー分担のほとんどすべてを免震支承が担っている。

表－参5.18　各部材のエネルギー分担率

（単位：%）

下部構造剛性	主桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	0.1	36.3	8.6	55.0
K_{ave}	0.2	15.2	6.0	78.8
K_{max}	0.2	5.9	0.0	93.9

表－参5.19　各部材の減衰分担率

（単位：%）

下部構造剛性	主桁	橋脚	基礎	支承
K_{min}	0.0	10.9	5.2	83.8
K_{ave}	0.0	3.6	2.8	93.6
K_{max}	0.0	1.2	0.0	98.7

5.4.3　免震設計のＰＣ橋への適用性

以上に示した5.4.1，5.4.2を踏まえて，免震設計のＰＣ橋への適用性として，以下の点が挙げられる。

①　下部構造の剛性が大きい程，免震支承のエネルギー分担率が大きく，免震支承を有効に利用できる。

いわゆる，高橋脚や超軟弱地盤（軟弱地盤層が深い）上に建設された橋脚を除き，通常の下部構造で剛性が大きく固有周期の小さい橋梁に対する適用性がよい。

②　上部構造の変位量と下部構造の耐力から，効果的な免震支承の等価剛性を選定する。

支承に許容される変形量を満足する範囲で免震支承の等価剛性を小さく設定した方が，等価減衰定数が大きくなり，橋脚下端での曲げモーメントも小さくなる。

③　不等橋脚を持つ橋梁については設計上注意を要する。

免震支承を橋脚ごとに変えるかどうかにかかわらず，骨組モデルを用いて解析し，動的解析を行うなどして，支承の変形や橋脚の断面力について照査を行うことが望ましい。

④　下部構造の剛性の変化が免震橋に及ぼす影響は小さい。

初期寸法設定の際仮定された下部構造の断面や剛性が，下部構造の設計や照査によって全体的に変更になったとしても，免震支承の設計に及ぼす影響は小さい。地震時保有水平耐力の照査において下部構造の剛性を降伏剛性ではなく弾性剛性で計算したとしても，等橋脚連続橋のように慣性力がほぼ均等に分散される場合には，その影響は小さい。

⑤　地盤条件や基礎形式の変化が免震橋に及ぼす影響は小さい。

免震橋の設計に特別な土質データが必要であるわけではなく，従来の調査で十分対応可能である。基礎はもともと大きな剛性を持って計算されていることを考えれば，例えば杭基礎からケーソン基礎へ変更したとしても，免震支承の設計に及ぼす影響は小さい。

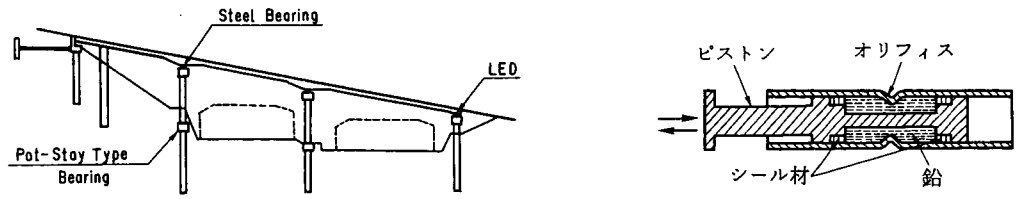
参考資料－6　鋼橋に対する免震設計の適用性

6.1　鋼免震橋の実績

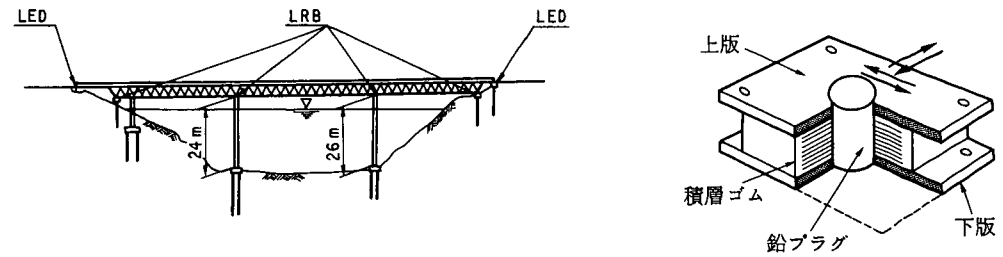
6.1.1　ニュージーランドの免震橋

我国と同様に地震多発国で免震設計に対する技術開発が進んでいる国としてはニュージーランドと米国が挙げられる。ニュージーランドでは古い基準で設計された橋の耐震補強にも免震設計が用いられており，現在までに約50橋の免震橋が建設されている。このうち22橋が鋼免震橋である。免震設計は，免震装置の開発と密接に関連しており，ニュージーランドでは1970年頃から研究開発が開始されている。

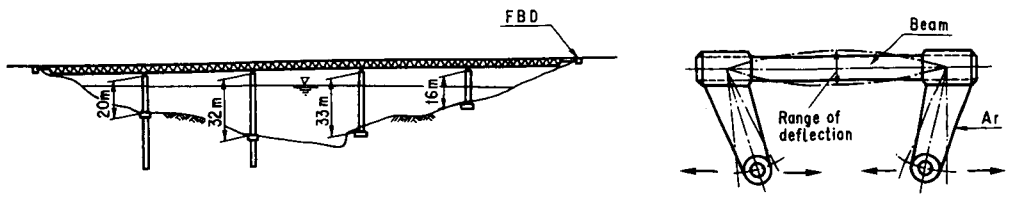
図－参6.1 に主な免震装置と橋への適用方法を示す。エネルギー吸収材としては，鉛を用いたもの（図－参6.1 (a), (b)）と，軟鋼を用いたもの（図－参6.1 (c)）が考案され実用化されている。また，構造的な特徴としては，① 鋼橋は比較的高橋脚と組み合わされている例が多い，② 橋脚は鉛直荷重を支持するだけのスレンダーな形状である。③ 地盤の良い橋台にメインのダンパーを取り付けている，等が挙げられる。



(a)　Bolton Street 橋（LED : Lead Extrusion Damper （鉛押出しダンパー））



(b)　Bannockburn 橋（LRB : Lead Rubber Bearing （鉛プラグ入り積層ゴム支承））

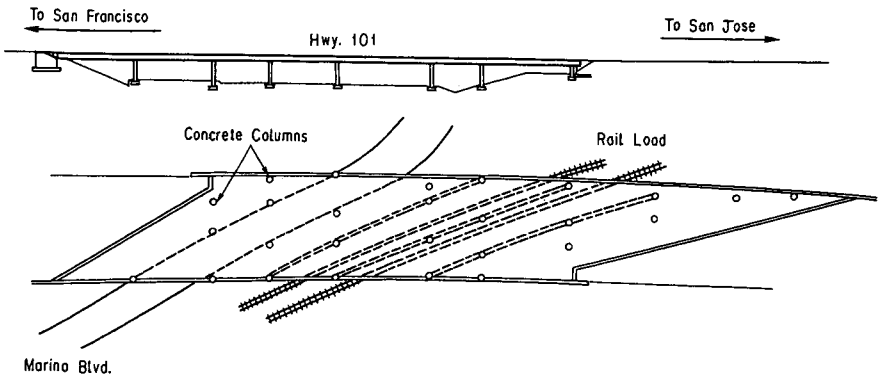


(c)　Cromwell橋（FBD : Flexual Beam Damper （曲げ梁ダンパー））

図－参6.1 ニュージーランドにおける免震橋の構造

6.1.2 米国の免震橋

米国における免震橋は，カリフォルニアで古い基準で設計された橋梁の耐震補強の目的で始まり，現在では新設橋にも多く採用されている。耐震補強を目的として免震化された橋としては鋼橋が多い。ロマプリータ地震の被災地域の中の免震橋として注目されたカリフォルニア州の Sierra Point Overhead 橋（図－参6.2）はその一例で，免震支承（LRB,鉛プラグ入り積層ゴム支承）を用いて補強された橋梁である。この橋では通常の地震に対しては水平方向の支持力が大きい橋台を固定点として働かせ，大地震に対しては，各橋脚のＬＲＢが免震装置として働いて橋脚を守る，という思想で設計されている。新橋における免震構造では，橋台にＬＲＢを使用し，橋脚にはＲＢを使用しているものも多数ある。

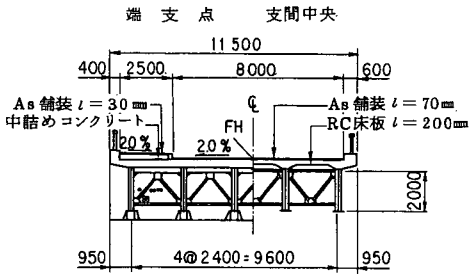


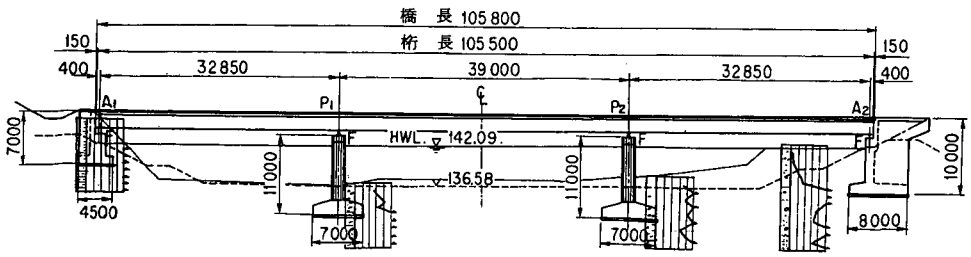
図－参6.2 Sierra Point Overhead 橋の概要

6.1.3 日本の免震橋

我国では静岡県の宮川橋（鋼橋）や栃木県の山あげ大橋（ＰＣ橋）から免震橋がスタートし，徐々に増加しつつある。我国では，橋梁の免震設計が試行段階であったことから，鋼免震橋の一般的特徴を実例から示すことは時期尚早であるが，ここでは，既に使用している宮川橋について紹介する。

宮川橋（図－参6.3）では免震支承として鉛プラグ入り積層ゴム（ＬＲＢ）を用いている。宮川橋の特徴を表－参6.1 に示す。





図－参6.3 宮川橋一般図

表－参6.1 宮川橋の特徴

橋種		3径間連続鋼Ⅰ桁橋
支間長		32.85 + 39.0 + 32.85 =105.5 m
地盤種別		Ⅰ種地盤
設計水平震度	橋軸方向	k_h = 0.2
	直角方向	k_h = 0.2
免震方向		橋軸方向のみ
固有周期（減衰）	震度法	0.77 秒（24%）
	保耐法	1.05 秒（12%）
免震支承の設計変位（u_B）	震度法	橋台：28mm，　橋脚：21mm
	保耐法	橋台：133mm，橋脚：109mm
免震支承	設置位置	橋台、橋脚の全て
	構造	鉛プラグ入り積層ゴム支承
	高さ	316 ～ 345 mm
伸縮装置	構造	ゴムジョイント
	伸縮量	計算移動量：50mm，可能移動量 115mm
	桁遊間	150 mm
落橋防止構造	設置箇所	桁ウェブとパラペットの連結
	構造	ピンタイプ

注）　保耐法は地震時保有水平耐力法を示す。

6.2　鋼橋の免震化に適する橋梁形式

表－参6.2 は，鋼橋の橋梁形式を，吊橋，斜張橋，アーチ橋，トラス橋，桁橋に分類し，免震設計の観点から耐震性の特徴をまとめたものである。

地震時の被害は上部構造では支承部に，下部構造では橋脚に多くみられる。したがって，地震による被害が発生しやすい支承部や橋梁に大きな地震が作用する場合に免震化による地震力の低減や，耐震性の向上などの改善効果が大きく期待できる。このような観点から，免震構造を適用するのに適する条件を列挙すると以下のようになる。

① 固有周期が短く免震化による長周期化が容易。

② 橋を支持する橋脚数が多く，地震力の分散効果が期待できる。

③ 免震支承の設計・製作が可能で，コストもそれほどかからない適用支間（反力の規模）。

これらの条件を満足する橋梁形式としては，多径間連続桁橋があり免震化の対象として最もふさわしいと考えられる。

また，多径間連続桁橋の支持条件を検討する上では，以下のような点が考えられる。

① 温度応力の観点から，橋脚のひとつを固定橋脚とし残りの橋脚を可動橋脚とする場合が多いが，固定橋脚に地震時の水平力が集中し，固定橋脚の剛性が大きくなる。

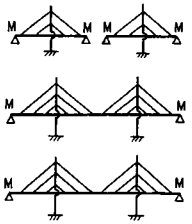
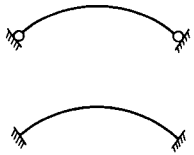
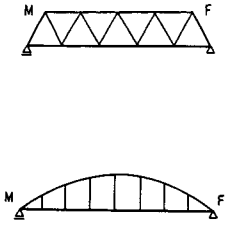
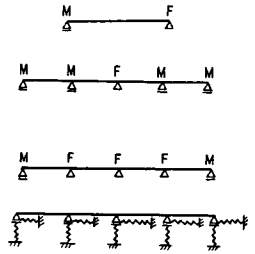
② 温度応力が過大にならないように常時は可動支承となり，地震時には水平力を弾性支持する免震支承の適用が効果的となる。

③ 橋脚の耐震性の向上を図るためには，地震時の水平反力を分散させて各橋脚に作用する水平力を均一化させることが効果的である。同時に各橋脚の形状が均一化され美観上からも好ましい。

④ 地震時の変位が大きくなるため，伸縮量を十分に有する伸縮装置が必要になるとともに，伸縮量が過大にならないように減衰を付与するダンパーの開発も必要とされる。

⑤ 地震時の損傷が多くみられる支承部周辺の上部構造は取り替えが難しいこともあり，耐震性に優れた支承構造に改善する必要がある。

表－参6.2 橋梁形式と耐震性の特徴

形　式	吊　橋	斜　張　橋	ア　ー　チ　橋	トラス橋（ﾗﾝｶﾞｰ、ﾛｰｾﾞ）	桁　橋
構造系					
耐震固定法	・固定支承（ピン支承） ・補剛桁と主塔のリンク結合	・固定支承（ピン支承） ・主桁と主塔の剛結合 ・ダンパー（粘性材、ケーブル等）	・アーチ部材とアーチアバットとのピン結合、剛結合	・固定支承（ピン支承）	・アンカーバー ・固定支承（ピン支承） ・ダンパー（粘性材等） ・水平反力分散支承
採用断面	トラス部材、箱桁	トラス部材、箱桁	箱桁、パイプ	床版＋トラス部材	I桁、箱桁
構造特性	・基本固有周期が非常に長い ・多数の振動モードが連成	・基本固有周期が長い ・多数の振動モードが連成	・強固な地盤に設置されることが多く、耐耐性は高い	・固有周期は一般に短い ・ゲルバー構造は耐震性が低い ・連続トラス橋は耐震性が高い	・固有周期は一般に短い ・ゲルバー構造は耐震性が低い ・連続桁橋は耐震性が高い
適用の条件	・適用支間が最も長い ・下部構造や地盤を含む全体系の挙動に対する検討が重要 ・主塔の地盤は強固である必要がある	・適用支間が長い ・塔、主桁、ケーブル等の各部材の固有振動数が近いと共振を起こし易い ・主塔の地盤は強固である場合が多い	・地盤が強固であることが必要 ・適用支間は長い	・一点固定の場合、橋脚に大きな地震力が作用し、基礎が大がかりになる ・免震化のメリットは大きい	・一点固定の場合、橋脚に大きな地震力が作用し基礎が大がかりになる ・反力分散方式では、温度応力と地震力とのバランスが必要 ・免震化のメリットは大きい

⑥ 上部構造に対して地震力が厳しく作用する橋軸直角方向の耐震性の向上も重要であり，橋軸直角方向にも有効な免震支承を採用する等の検討が必要である。

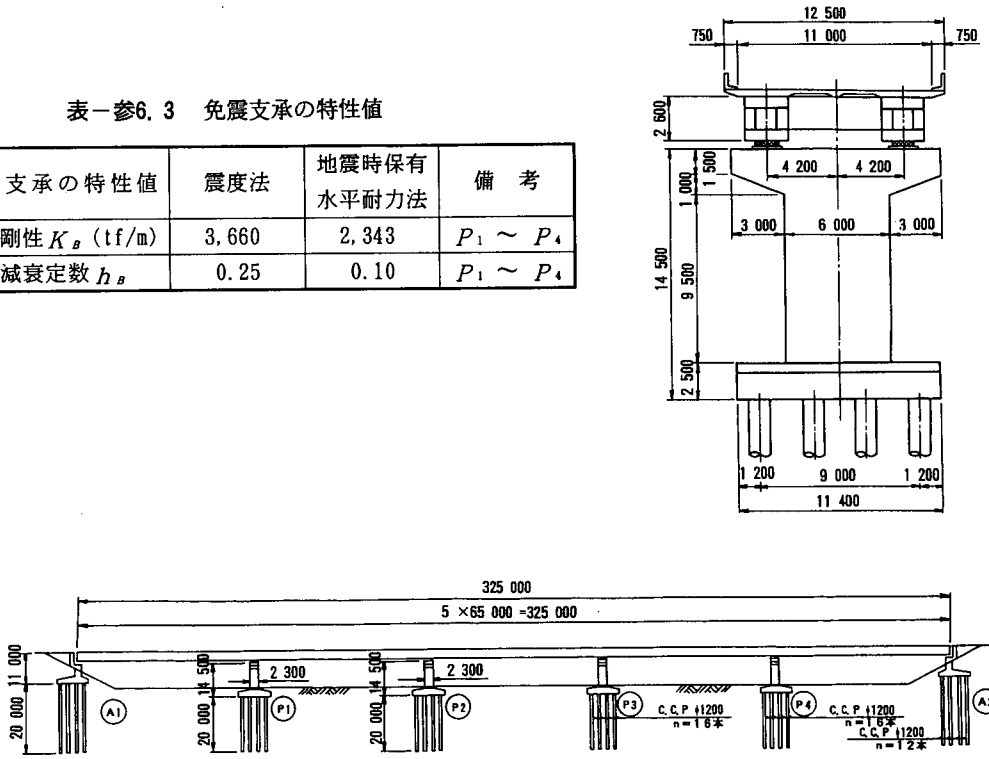
6.3 鋼橋の耐震性向上に関する検討

従来の多径間連続橋では中間橋脚に固定支承を設けることにより，地震時の上部構造慣性力を各橋脚に分散させる形式が多く採用されているが，これを免震支承で支持することにより，橋脚基部の断面力の低減をはかり，耐震性を向上させることができる。

以下では，図－参6.4 に示す5径間連続鋼箱桁橋（スパン5×65m）を対象に，ヒンジ固定方式とした場合（非免震橋）と免震支承を用いた場合（免震橋）について標準加速度応答スペクトルを入力とした応答スペクトル法による動的解析によりその応答特性の違いを検討した。なお、モデル橋の地盤はⅡ種地盤とし、上部構造の支持条件は橋台部を可動、橋脚部をヒンジ固定、または免震支承による弾性固定とした。表－参6.3 に解析に用いた免震支承の特性値を示す。

表－参6.3 免震支承の特性値

免震支承の特性値	震度法	地震時保有水平耐力法	備 考
等価剛性 K_B (tf/m)	3,660	2,343	$P_1 \sim P_4$
等価減衰定数 h_B	0.25	0.10	$P_1 \sim P_4$



図－参6.4 解析モデル橋一般図

6.3.1 橋の固有周期

橋の固有周期は表－参6.4 に示すように，非免震強では震度法レベル0.64秒，地震時保有水平耐力法レベルで0.82秒であったが，免震橋ではそれぞれ1.36秒と1.71秒へと長周期化した。橋台位置での桁端水平変位は，非免震橋では震度法レベルで22mm，地震時保有水平耐力法レベルで 122mmであったが，免震橋ではそれぞれ79mmと 483mmへと増大した。

6.3.2 橋脚の断面力

橋脚基部の曲げモーメントは，表－参6.4 に示すように非免震橋よりも免震橋の方が小さい。その度合いは，

表－参6.4　地震による応答値

			非免震橋		免震橋	
			震度法	保耐法	震度法	保耐法
固有周期（秒）			0.64	0.82	1.36	1.71
桁端絶対変位（mm）			22	122	79	483
P1・P4橋脚	変位（mm）	支承変位	0	0	62	381
		橋脚天端	21	111	15	100
	せん断力（mm）	橋脚天端	295	934	227	892
		橋脚基部	349	1,094	248	970
	橋脚基部曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)		3,961	12,458	2,844	11,178
P2・P3橋脚	変位（mm）	支承変位	0	0	62	381
		橋脚天端	20	119	15	100
	せん断力（mm）	橋脚天端	269	998	228	892
		橋脚基部	319	1,166	246	943
	橋脚基部曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)		3,626	13,340	2,845	11,058

注）　保耐法は地震時保有水平耐力法を示す。

表－参6.5　温度変化（＋30℃）による応答値

			非免震橋	免震橋
桁端絶対変位（mm）			32	35
P1・P4橋脚	変位（mm）	支承変位	0	31
		橋脚天端	29	4
	せん断力（mm）	橋脚天端	501	65
		橋脚基部	501	65
	橋脚基部曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)		6,018	775
P2・P3橋脚	変位（mm）	支承変位	0	9
		橋脚天端	10	2
	せん断力（mm）	橋脚天端	173	40
		橋脚基部	173	40
	橋脚基部曲げﾓｰﾒﾝﾄ(tf・m)		2,079	478

震度法レベルでは２～３割，地震時保有水平耐力法レベルでは１～２割である。

また，各橋脚の上部構造の慣性力の分担率は，橋脚によって非免震橋では５～10%程度の差があるのに対して，免震橋ではほぼ均等となり，この点でも免震橋の方が有利である。

なお，参考までに，温度変化による水平力によって橋脚基部に生じる曲げモーメントを計算すると表－参6.4のとおりである。非免震橋のＰ１橋脚では，曲げモーメントは免震橋の約８倍にも達し，地震時よりもむしろ温度時の方が支配的となる。また，Ｐ１橋脚とＰ２橋脚の慣性力の分担率は，免震橋では 1.6倍であるのに対し，非免震橋では 2.9倍となった。したがって，上部構造の温度伸縮に対しても，免震橋の方が端部橋脚の断面力を低減でき各橋脚の分担率を均一化できる。

6.4　鋼免震橋の適用性に関する検討

6.4.1　概　要

橋が建設される適用条件を想定すると様々な外的影響要因が考えられる。鋼免震橋を普及させていくためには，このような様々な外的要因に対しても適合していくことが必要である。ここでは，実際の適用を図っていく上で

考えられる主な要因についてパラメトリックスタディーを行い，その影響度合いを定量的に把握することにより，鋼免震橋を検討した。

解析に用いたモデル橋は，先に示した図－参6.4と同じであり，支間65mの5径間連続鋼箱桁橋で，下部構造は中間支点部をRC張出し式橋脚，端部を可動支持による橋台とした。また，地盤種別はⅡ種とした。

表－参6.6　検討ケース

解析目的	解析ケース	$P1$	$P2$	$P3$	$P4$
不等橋脚高さの影響	ケース 1	H	H	H	H
	ケース 2	$0.5H$	H	H	H
	ケース 3	H	$0.5H$	H	H
	ケース 4	H	$0.5H$	$1.5H$	H
基礎の剛性の違いの影響	ケース 5	K	K	K	K
	ケース 6	$0.5K$	K	K	K
	ケース 7	K	∞	K	K
	ケース 8	K	$0.5K$	∞	K

6.4.2　橋脚および基礎の剛性差による影響の検討

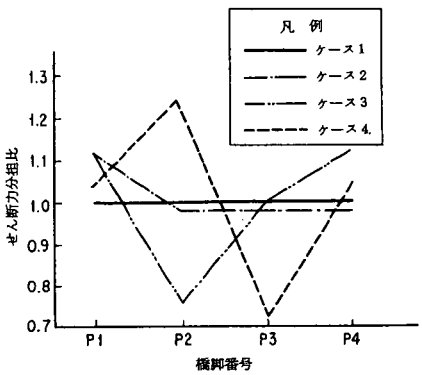
一連の連続桁内において橋脚高さならびに地形・地質条件が一定であれば問題ないが，このような恵まれ条件はまれであり，実際には橋脚高さが不規則に変化したり，杭基礎と直接基礎の混合，あるいは杭基礎での地盤定数の変化等が考えられる。このため，このような場合における地震力の各橋脚への分担割合への影響を検討した。検討ケースは，表－参6.6 に示すように橋脚項（H）と基礎バネ（K）をパラメータとした8ケースである。これらに対して震度法レベルの標準加速度応答スペクトルを入力地震動として，応答スペクトル法による動的解析を行った。

(1)　橋脚剛性差の影響

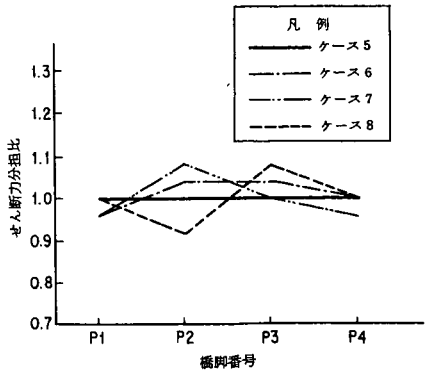
図－参6.5 に基本ケース（ケース1）とケース2，3，4における各橋脚への橋脚天端のせん断力の分担比を示す。これによると，剛性を変化させた端脚では他の端脚との剛性差により，せん断力の分担比が変化することがわかる。したがって，地震力の分散をコントロールする場合には端脚剛性を調整することも有効である。

(2)　基礎の剛性差の影響

図－参6.6 に基本ケース（ケース5）とケース6，7，8における各橋脚への橋脚天端のせん断力の分担比を示す。これによると，基礎バネを大きく（$0.5K$～∞）変化させても，せん断力の分担比の変化は6％～8％と小さい。これは，基礎バネの標準値が544,000tf/m と免震支承の等価剛性3,660tf/m よりもかなり大きいためである。このような条件では，基礎バネが変化しても橋脚のせん断力の分担率に与える影響は小さい。



図－参6.5 橋脚高さの影響



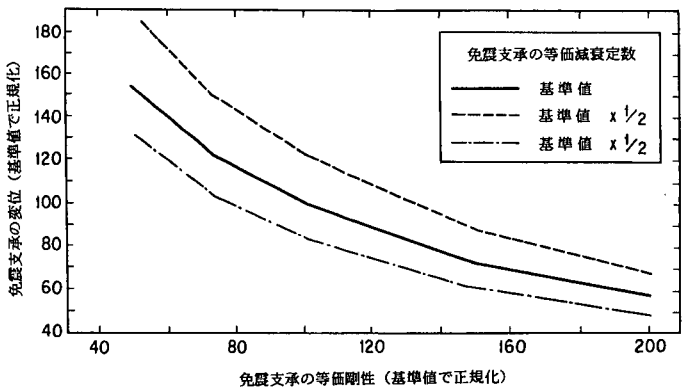
図－参6.6 基礎バネの影響

6.4.3　免震支承の特性値が耐震性に及ぼす影響の検討

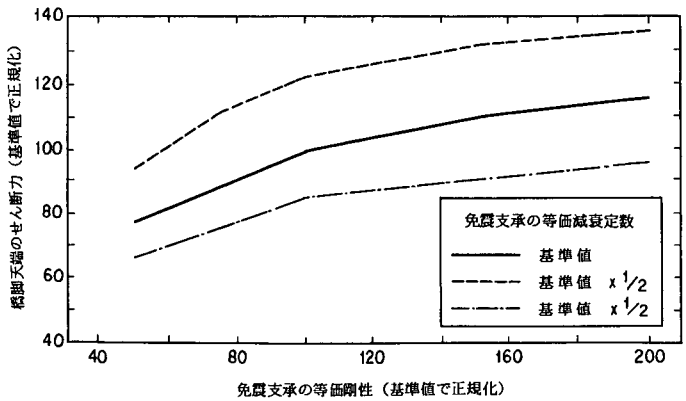
地震時保有水平耐力法レベルでは，免震支承の等価剛性K_Bは2340tf/m，免震支承の等価減衰定数h_Bは0.10である。ここでは，両者を独立に変化させると免震支承に生じる変位および橋脚天端に生じるせん断力がどのようになるかを検討した。解析は応答スペクトル法により，地震時保有水平耐力法レベルの加速度応答スペクトルを入力した。

免震支承の等価剛性および等価減衰定数をともに上記の基本値とした場合に算出される免震支承に生じる変位および橋脚天端のせん断力を基本として正規化した解析結果を示すと図－参6.7 のようになる。

免震支承の等価剛性が大きくなるにつれて免震支承に生じる変位は小さくなり，橋脚天端のせん断力は大きくなる。また，免震支承の等価減衰定数を大きくすれば，当然，免震支承の変位および橋脚天端のせん断力はともに小さくなる。ここでは，免震支承の等価剛性と等価減衰定数を独立に変化させたが，両者は本来独立ではなく，免震支承の初期剛性，降伏剛性，降伏後の剛性や地震時に免震支承に生じる変位によって決まるものである。しかしながら，実際の設計では免震支承の変位をある程度以下に抑えながら，できるだけ下部構造の断面力を小さくできるように免震支承の等価剛性と等価減衰定数を設定することが重要となる。図－参6.7 は，このための参考値として有用である。



(a)　免震支承の変位



(b)　橋脚天端に作用するせん断力

図－参6.7 免震支承の等価剛性および等価減衰定数を独立に変化させた場合の解析結果

参考資料－7　超多径間連続橋に対する免震設計の適用性

7.1　超多径間連続橋の免震設計の特徴

超多径間連続橋に免震設計を適用する場合は，地震の影響に対する検討以外に，桁延長が長いことによって温度変化およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮により生じる桁の伸縮量に対する検討が重要となる。超多径間連続橋に免震設計を採用する場合に要求される事項をまとめると，以下の点が挙げられる。

① 地震による上部構造の水平方向慣性力の低減

② 地震による上部構造の水平方向慣性力の各下部構造への合理的分散

③ 温度変化およびクリープ・乾燥収縮による桁の伸縮による不静定力の低減

この要求事項を満たすためには，免震装置の選定とその諸元をいかに決定するかが重要なポイントとなる。

超多径間連続橋の免震設計を行う場合においても，基本的にはマニュアル（案）「第３章　免震設計」に示す図－解3.1.1 の免震設計の流れ，ならびに「参考資料－１　道路橋の免震設計の手順」に基づく設計手順による。図－参7.1 はその概要を示したものであるが，その中で超多径間連続橋としての設計の流れの特徴と留意事項を以下に示す。

(1) 下部構造の初期寸法の設定

下記(2)の免震装置の設計では，下部構造の剛性が必要となるため，予め下部構造の寸法を設定しておく必要がある。下部構造寸法の設定段階では，次の①と②が達成されるように，震度法レベルの設計水平震度に対する免震装置の変位の検討を行っておく。

① 温度変化による桁の伸縮によって生じる水平力が，地震による慣性力を越えないようにする。

② 震度法による変位を基に算出される伸縮装置の可動必要量が，温度変化に基づく値を著しく越えないようにする。

(2) 免震装置の設計

上述の①と②の方針が満足されるように免震装置の設計を行う。そして下記の②に配慮しつつ地震時保有水平耐力法レベルに対する設計を行うと同時に，震度法レベルに対する設計では上部構造の慣性力の合理的な分散の照査を行い，さらに温度変化に対して求められた水平力とのバランスを考慮する必要がある。また，ＰＣ橋の場合は，プレストレスによる桁の弾性収縮およびクリープ・乾燥収縮の影響に対して，施工方法および施工順序を考慮してこれを見込んでおく必要がある。しかしながら，これらの収縮量を免震装置で吸収する方法をとった場合（予備せん断変形など）には，考慮する必要がなくなる。免震装置設計時の留意事項としては次の項目があげられる。

① 震度法レベルの地震動に対しては，上部構造の慣性力が合理的に分散されるように，下部構造の剛性を含めて免震装置の等価剛性を設定する。ただし，下部構造が温度変化で決定されないようにする。

② 地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対しても，基本的には下部構造を含めた等価剛性を全橋脚で同じになるようにするのがよいが，桁端部の免震装置の等価剛性を相対的に大きくして桁端部の遊間長を少なくする方が合理的な場合がある。なお，超多径間連続橋においても，免震装置の設計では地震の影響と温度変化及びクリープ・乾燥収縮の組み合わせは行わない。

③ 一連の橋梁の中で地盤条件が変化する場合には，地盤種別ごとの地震動の違いを考慮にいれて，免震装置の等価剛性を設定する。

(3) 下部構造の設計

下部構造は，(1)の①と②で示した超多径間連続橋の免震装置の等価剛性を決める条件が満足されていれば，温度変化時でその断面が決定されることはなく，震度法レベルに対する設計を行えばよい。

各下部構造が分担する上部構造の慣性力は，(2)において求められているが，次の①～③に示す事項に該当する場合は，骨組構造モデルを用いて検討するのがよい。ＰＣ橋の場合で，クリープ・乾燥収縮の影響を考慮する必要がある場合には，これを地震の影響と組み合わせて検討する。

① 曲率半径の小さい曲線橋や斜橋のように三次元性を無視し得ない場合

② 橋脚の剛性に大きな差がある場合
③ 地盤種別が橋軸方向に変化する場合

(4) 下部構造の照査

地震時保有水平耐力法による下部構造の照査においては，ＰＣ橋の場合のクリープ・乾燥収縮の影響を考慮しなくてよい。

(5) 動的解析による照査

次の①～③に該当する超多径間連続橋については，ＣＱＣ法を用いた応答スペクトル法か時刻歴応答解析による動的解析で照査するのが望ましい。ただし，自由度の多い超多径間連続橋のモデルに非線形まで考慮した時刻歴応答解析法を適用するのは必ずしも適切ではなく，照査の目的に対応した解析方法を選択すべきである。また，動的解析による照査は，必要に応じて震度法レベルまたは地震時保有水平耐力法レベルの入力地震動に対して行う。

① 地盤条件の変化や地震動の伝播の影響で，各橋脚に作用する地震動が異なる場合
② 曲率半径の小さい曲線橋の場合
③ 橋軸方向に橋桁の断面形状や橋脚高さ，地盤条件が変化する場合

(6) 構造細目

超多径間連続橋の場合には，伸縮装置と主要構造物間の遊間量は次の①～③を考慮して決定する。また，落橋防止構造は一般の連続部には必要なく，掛け違い部と桁端部に設ける。

① 震度法レベルの地震動に対しては，遊間で相対変位を吸収する。
② 地震時保有水平耐力法レベルの地震動に対しては，伸縮装置の部分的な破壊や桁どうしの接触を許す。ただし，超多径間連続橋の場合は桁の慣性力が大きくなるので，桁と橋台の間や隣接橋の重量が小さい場合には，充分な遊間を確保することが必要である。
③ 超多径間連続橋の場合は，地震の影響以外に温度変化とクリープ・乾燥収縮による変位についても満足するよう決定する。

7.2 超多径間ＰＣ連続桁橋への免震設計の適用性

7.2.1 検討方針

延長１㎞の多径間ＰＣ連続桁橋を，免震設計し，桁が１㎞にわたって連続化されても設計が成立することを検討する。

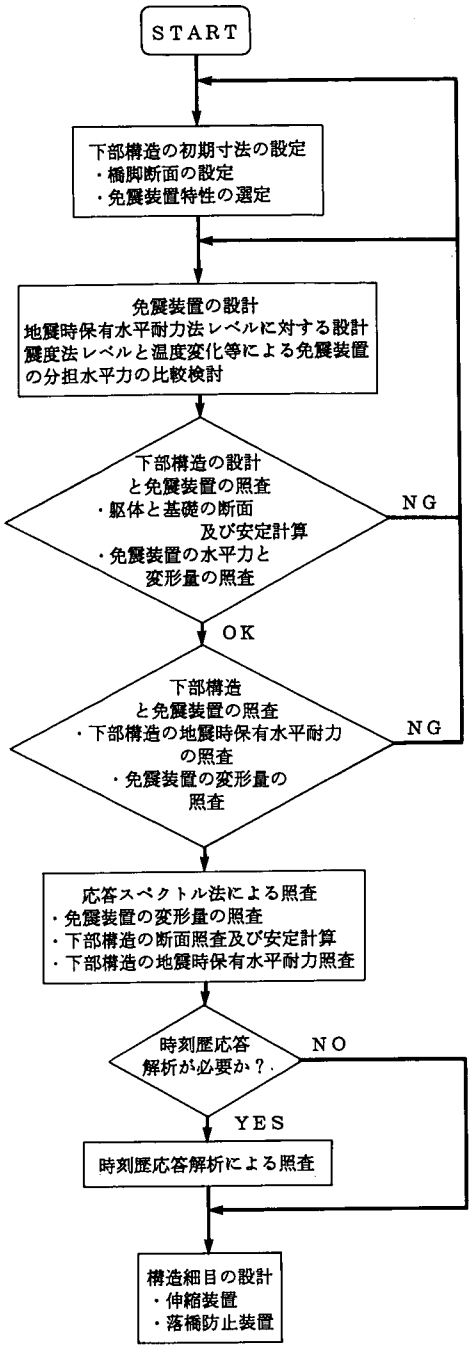
7.2.2 設計条件

(1) 設計方針

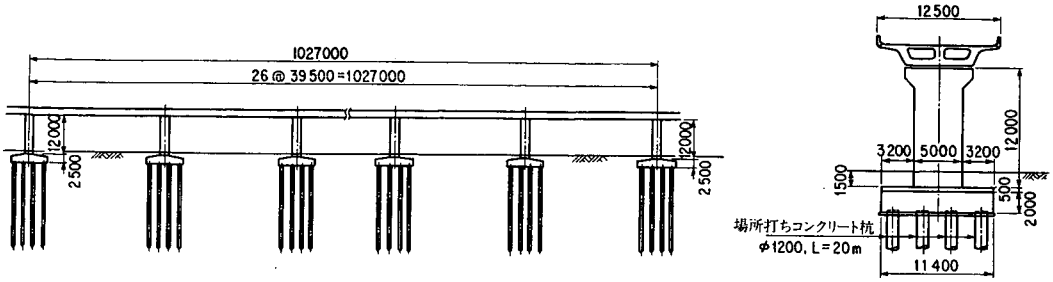
① 免震装置として，鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を使用するが，同様の特性を持つ支承であればＬＲＢでなくてもよい。支承の寸法は，桁の鉛直反力と移動量に応じて，端部橋脚用，中間橋脚用２種の合計３種とした。
② クリープ，乾燥収縮の影響を低減するため，支承には予備せん断変形を与える。クリープ係数や乾燥収縮量の推定値の不確実性を考慮して，計算値の½を予備せん断変形量として与える。
③ 免震装置の設計では，震度法レベル，地震時保有水平耐力法レベルとも，クリープ，乾燥収縮の影響を考慮する。
④ 下部構造の設計では，震度法レベルに対しては，クリープ，乾燥収縮の影響を考慮するが，地震時保有水平耐力法レベルに対しては，これを考慮しない。

(2) モデル橋の概要

・橋　　格：１等橋（ＴＬ－２０，ＴＴ－４３）
・橋　　長：１０２７ｍ（26@39.5m）
・有効幅員：１１.０ｍ
・温度変化：±20℃
・上部構造形式：２６径間連続ＰＣ箱桁
・下部構造形式：柱式橋脚
・基礎形式：場所打ちコンクリート杭（φ1200）
・設計水平震度の設計条件：地域別（Ａ地域），地盤種別（Ⅱ種），重要度別（１級）



図－参7.1 超多径間連続橋の免震設計フロー



図－参7.2 設計対象とする橋長 1,027mの超多径間連続橋

・施工法　：移動支保工による分割施工（施工サイクル20日／スパン）

7.2.3　免震装置の設計

表－参7.1 に免震装置の設計結果を示す。

7.2.4　下部構造の設計

(1) 震度法による下部構造の設計

1) 設計水平震

震度法による設計に用いる設計水平震度はマニュアル（案）3.2 の規定に従い，表－参7.2 のように決定した。

表－参7.2 設計水平震度

方　向	固有周期 $T(s)$	橋の減衰定数 $h(\%)$	補正係数					設計水平震度
			C_z	C_G	C_I	C_T	C_E	
横軸方向	1.31	22.3	1.0	1.0	1.0	1.25	0.9	0.23
橋軸直角	1.27	22.3	1.0	1.0	1.0	1.25	0.9	0.23

2) 断面力

橋脚下端に作用する曲げモーメントを図－参7.3 及び図－参7.4 に示す。橋脚の番号でP15～27はP14～P1と左右対象となる。P1のモーメントがゼロとなっているのは，同じ特性を持つ連続桁が反対方向にも連続しているかけ違い橋脚と仮定していることによる。

3) 下部構造の安定計算結果

ここでは，全橋脚の中から，代表的なP1，P2，P8橋脚について，橋脚断面の照査結果を表－参7.3 に，杭基礎の安定計算結果を表－参7.4 に示す。ここで，橋脚躯体の配筋及び基礎の杭の位置は図－参7.5 及び図－参7.6 に示す通りとした。

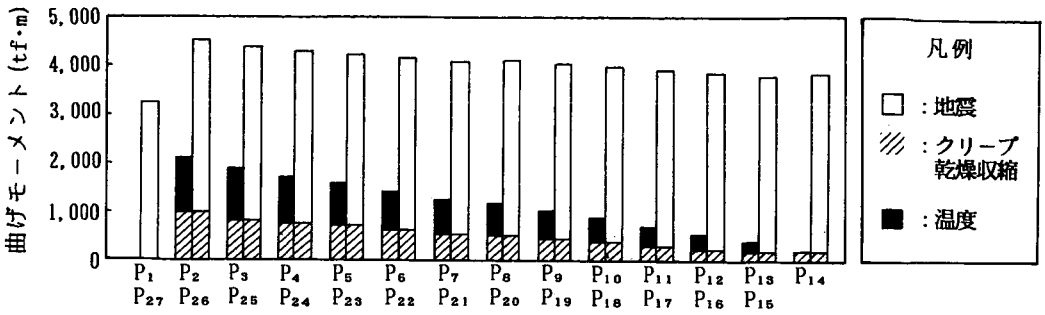
(2) 地震時保有水平耐力の照査

震度法によって設計された各橋脚に対して十分なじん性を有していることを確認するため，地震時保有水平耐力の照査を行う。ここで，橋脚の配筋は図－参7.7 に示す通りとした。道路示方書Ⅴ耐震設計編5.4 の規定に従い地震時保有水平耐力を算出した結果，曲げ破壊が先行すると判定された。

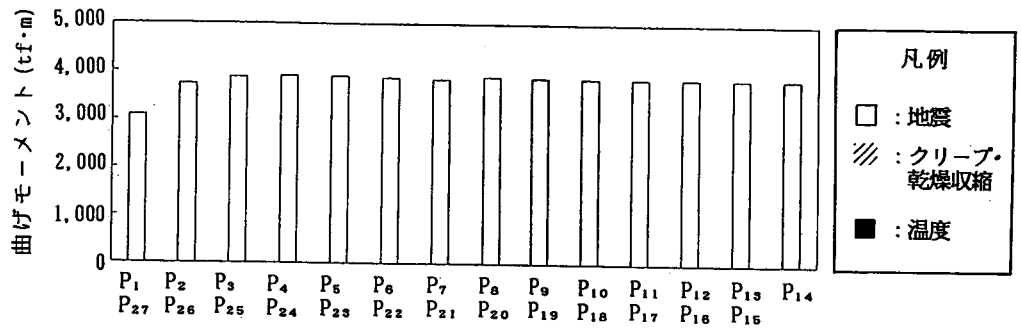
表－参7.5 及び表－参7.6 に照査結果を示す。

表－参7.1　免震装置の設計結果

項目		位置	P_1，P_{27}		P_2～P_7，P_{21}～P_{26}		P_8～P_{20}	
地盤種別			Ⅱ種地盤					
地震動レベル			震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル	震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル	震度法レベル	地震時保有水平耐力法レベル
上部構造重量 W（t）			W=26.41 ×(1027+39.5) =28,166.3t					
免震装置（1支承当り）	降伏荷重 Q（tf）		26.7		60.1		60.1	
	設計変位 u_B（cm）（常時）		18.9		17.5 (8.0)		9.3 (3.1)	
	設計変位 u_B（cm）（地震時）		9.36	56.4	8.35	52.3	8.29	51.6
	等価剛性 K_B（kgf/cm）		5,945	2,210	14,100	4,653	14,600	5,144
	等価減衰定数 h_B（%）		28.7	16.7	27.6	18.8	27.3	17.8
橋脚	軀体剛性 EI(kgf/cm²)		1.628 ×10^{14}	0.675 ×10^{14}	1.628 ×10^{14}	0.675 ×10^{14}	1.628 ×10^{14}	0.675 ×10^{14}
	高さ h（cm）		1,450		1,450		1,450	
基礎	水平方向バネ定数 k_h（kgf/cm²）		5,409×10^6		5,409×10^6		5,409×10^6	
	回転バネ定数 k_B（kgf・cm²/rad）		1.196×10^{12}		1.196×10^{12}		1.196×10^{12}	
橋全体の特性	固有周期 T(sec)		（震度法レベル）T=1.37（s）		（地震時保有水平耐力法レベル）T=2.28（s）			
	減衰定数 h（%）		（震度法レベル）h=22.3%		（地震時保有水平耐力法レベル）h=16.3%			
	設計水平震度 k_h		（震度法レベル）k_h =0.22		（地震時保有水平耐力法レベル）k_h =0.47			
分担水平力 F_t（1橋脚当り）（常時）			0		177.4		114.6	
分担水平力 F_t（1橋脚当り）（地震時）			222.8	498.0	236.4	486.8	242.2	530.6
免震装置の諸元	死荷重反力 W_d（tf）		220		585 （P_2，P_{26} 555）		525	
	活荷重反力 W_l（tf）		68		130 （P_2，P_{26} 135）		130	
	ゴムの弾性係数 G_o（kgf/cm²）		10.0		10.0		10.0	
	平面形状 $a \times b$（cm）		78×78		108×108		108×108	
	ゴムの総厚 $n \times t_e = \Sigma t_e$(cm)		11×2.5 =27.5		10×2.5 =25.0		9×2.5 =22.5	
	鉛プラグ直径（cm）		10.0×4		15.0×4		15.0×4	
	支承全高 h（cm）		44.0		41.0		38.0	



図－参7.3 橋脚下端の曲げモーメント（橋軸方向）



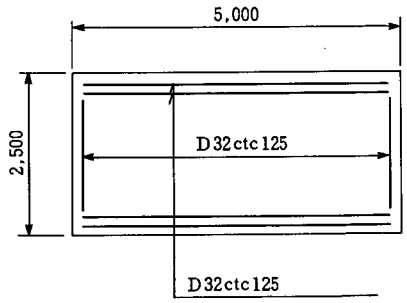
図－参7.4 橋脚下端の曲げモーメント（橋軸直角方向）

表－参7.3 橋脚断面の照査結果

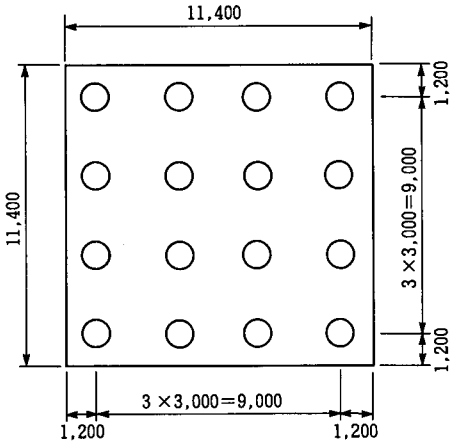
		位置	P_1	P_2	P_8	許容値
温度時	断面力	M (tf・m)	0.0	2125.2	1200.0	kgf/cm²
		N (tf)	1545.8	1773.8	1703.8	$\sigma_{sa} \leqq 2070$
		S (tf)	0.0	177.1	100.0	kgf/cm²
	応力度	σ_s (kgf/cm²)	11	644	103	$\sigma_{ca} \leqq 92$
		σ_c (kgf/cm²)	11	53	31	
橋軸方向地震時	断面力	M (tf・m)	3239.0	4531.9	4122.7	kgf/cm²
		N (tf)	1273.8	1503.8	1443.8	$\sigma_{sa} \leqq 3000$
		S (tf)	313.4	421.0	387.0	kgf/cm²
	応力度	σ_s (kgf/cm²)	1966	2979	2648	$\sigma_{ca} \leqq 120$
		σ_c (kgf/cm²)	78	108	99	
橋軸直角方向地震時	断面力	M (tf・m)	3095.9	3740.9	3904.5	kgf/cm²
		N (tf)	1273.8	1503.8	1443.8	$\sigma_{sa} \leqq 3000$
		S (tf)	272.6	324.1	334.4	kgf/cm²
	応力度	σ_s (kgf/cm²)	1327	1684	2066	$\sigma_{ca} \leqq 120$
		σ_c (kgf/cm²)	56	69	74	

表－参7.4 杭基礎の安定計算結果

		位置	P_1	P_2	P_8	許容値
温度時	断面力	M (tf・m)	0.0	2568.0	1450.0	$-30 \leqq R \leqq 250$tf
		N (tf)	2678.0	2906.0	2836.0	
		S (tf)	0.0	177.1	100.0	
	杭反力	R_{max} (tf)	167	247	214	
		R_{min} (tf)	167	116	140	
橋軸方向地震時	断面力	M (tf・m)	4222.8	5785.0	5290.5	$-160 \leqq R \leqq 375$tf
		N (tf)	2406.0	2636.0	2576.0	
		S (tf)	486.0	593.7	559.6	
	杭反力	R_{max} (tf)	266	320	304	
		R_{min} (tf)	35	10	18	
橋軸直角方向地震時	断面力	M (tf・m)	3668.5	4354.6	4941.8	$-160 \leqq R \leqq 375$tf
		N (tf)	2406.0	2636.0	2576.0	
		S (tf)	445.3	496.6	506.9	
	杭反力	R_{max} (tf)	251	284	294	
		R_{min} (tf)	49	46	28	



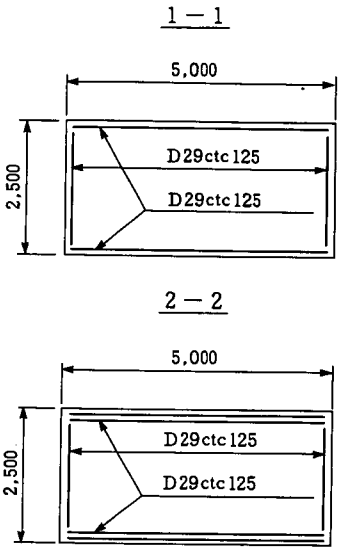
図－参7.5 鉄筋配置



図－参7.6 杭配置

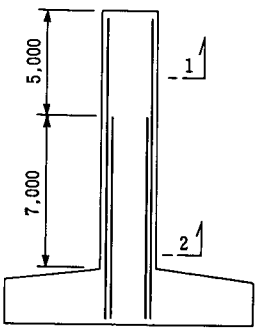
表－参7.5 橋脚の地震時保有水平耐力

方向・位置			水平耐力および水平変位			地震時保有水平耐力 P_a(tf)	許容塑性率 μ
			ひびわれ時	降伏時	終局時		
橋軸方向	P_1	P(tf)	191.3	452.1	528.0	502.7	3.228
		δ(cm)	0.577	3.919	17.012		
	P_2	P(tf)	200.0	468.8	547.5	521.3	3.067
		δ(cm)	0.603	3.968	16.266		
	P_8	P(tf)	197.8	464.5	542.4	516.5	3.017
		δ(cm)	0.597	3.955	16.455		
橋軸直角方向	P_1	P(tf)	371.7	723.0	1019.0	920.4	4.124
		δ(cm)	0.288	1.715	9.751		
	P_2	P(tf)	388.6	753.8	1051.8	952.4	3.423
		δ(cm)	0.301	1.740	8.064		
	P_8	P(tf)	384.2	745.7	1043.2	944.1	3.930
		δ(cm)	0.298	1.734	9.352		



表－参7.6 橋脚の地震時保有水平耐力の照査

方向・位置		固有周期および補正係数	減衰定数および補正係数	設計水平震度 k_{hc}	等価水平震度 k_{he}	照査水平力 P(tf)	判定 $P_a > P$
橋軸方向	P_1	T=2.19(s)	h=0.16	k_{hc}=0.48	0.205	221	OK
	P_2				0.212	277	OK
	P_8	c_R=0.688	c_E=6.7		0.210	262	OK
橋軸直角方向	P_1	T=2.12(s)	h=0.16	k_{hc}=0.49	0.182	196	OK
	P_2				0.203	265	OK
	P_8	c_R=0.703	c_E=0.7		0.187	233	OK



図－参7.7 橋脚の配筋

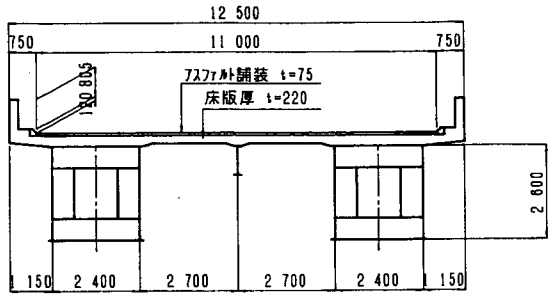
7.3　超多径間曲線連続橋への免震設計の適用性

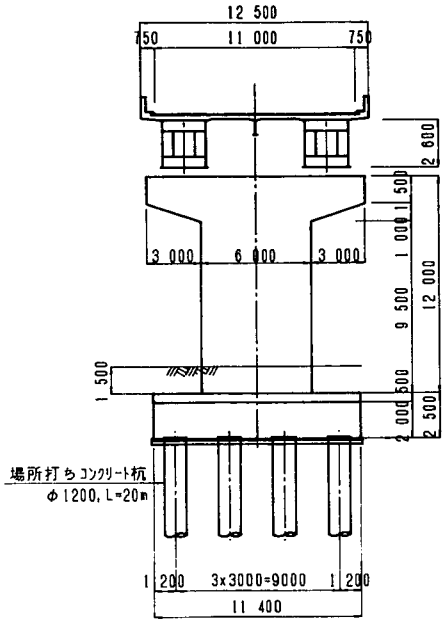
7.3.1　検討方針

1㎞の延長を有する超多径間連続橋を実際に設計する場合には，地形や用地の制約上，曲線橋となることが避けられない。そこで，静的および動的解析を行い現実にあり得るS字型曲線においても免震橋の特性が生かされることを示し，かつ設計の実務に適用できる簡易な解析手法を提案する。

試算モデルは，設計速度 V=80㎞／hの道路として現実に対応できるように曲線半径 r=300mとし，緩和曲線としてはクロソイド曲線 A=200mを用いる。また，端支点を全方向免震とした場合と，橋軸直角方向を固定した橋軸方向免震の場合の比較を行う。

この条件のもとで，平面モデルと立体モデルを用いた解析を行い，超多径間曲線免震橋の解析上の問題点を抽出し，簡易な解析手法を示す。





主桁の断面諸元（鋼換算値）

断　面　積	A	0.729 ㎡
慣性力作用位置		床板底板
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ（橋軸方向）	I	0.830 ㎡
断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ（橋軸直角方向）	I	10.84 ㎡
ねじり断面2次モーメント	J	0.435 ㎡

図－参7.8 解析モデルの基本諸元

7.3.2　検討モデル

解析モデルは，図－参7.8 に示すように支間長65mの16径間連続非合成鋼箱桁橋とした。免震設計はこの橋を直線橋とみなして行い，決定された支承や橋脚の諸元はそのまま曲線橋にも適用できるものとした。

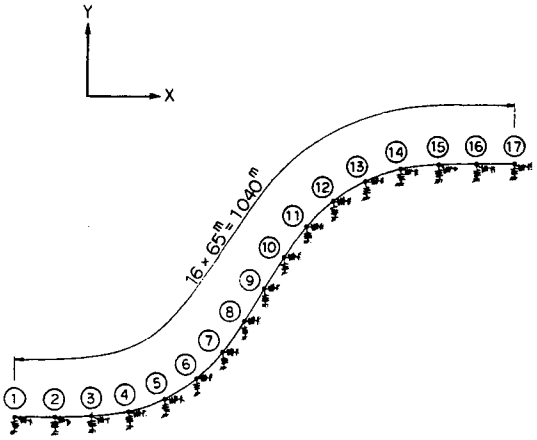
7.3.3　平面モデルと立体モデルによる応答特性の検討

(1)　平面解析モデル

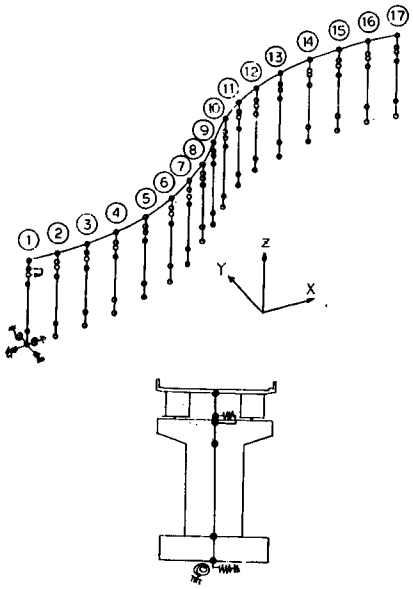
平面解析モデルは，図－参7.9 に示すように上部構造を1本のS字型梁部材とした2次元モデルとし，平面内の水平バネ（免震装置の等価合成＋橋脚のたわみ剛性）により支持されるものとした。

（図－参7.6 参照）

(2)　立体解析モデルは，図－参7.10に示すように下端を基礎バネで支持され橋脚の天端と上部構造部材の間を免震装置の等価剛性を有するバネ部材でつないだモデルである。免震装置の橋脚軸まわりのねじり剛性と橋軸直角方向まわりの回転剛性は無視し，橋事項方向まわりの回転剛性は無限大と仮定した。桁の各質点はz軸方向を除いた5自由度を有するものとし，ねじりならびに回転慣性質量は無視した。



図－参7.9 平面解析モデル



図－参7.10 立体解析モデル

(3) 解析方法と解析ケース

解析方法と解析ケースは，表－参7.7 に示す通りである。

入力地震動は，第Ⅱ種地盤における震度法レベル（k_h =0.22相当）とした。また，応答スペクトル法は，R.M.S.法により，固有周期 T=0.07秒以上(100次以下）までを考慮した。時刻歴応答解析では，各橋脚への入力は同位相とした。なお，すべて線形解析とした。

表－参7.7 解析モデルと解析方法一覧

解析法 / モデル	端支点	静荷重 温度変化	静荷重 XY方向	応答スペクトル法 30°毎方向	時刻歴応答解析 30°毎方向
平面モデル	全方向免震	○	○	—	—
	橋軸直角方向固定	○	○	—	—
立体モデル	全方向免震	—	○	○	○
	橋軸直角方向固定	—	○	○	○

(4) 解析結果

1) 平面モデルと立体モデルによる解析結果の比較

平面モデルおよび立体モデルに対して，地震時慣性力を静的な水平力として与えた時に生じる支承部の絶対変位と上部構造の水平面内曲げモーメントを，表－参7.8 に示す。

① 上部構造の絶対変位

上部構造の絶対変位は，橋脚の変形と免震装置の水平変位を合計したものである。全橋脚とも平面モデルと立体モデルの両者において良く整合しており，5％程度立体モデルの方が大きい結果を与える。この違いは，平面モデルでは考慮されていない下部構造の質量が立体モデルにおいて考慮されていること，立体モデルでは上部構造のねじり変形が考慮されているのでモデル全体の剛性がやや軟らかく評価されていること，等によると考えらる。

表－参7.8 平面モデルと立体モデルによる解析結果の比較

(a) 上部工の絶対変位（mm） （端支点橋軸直角方向固定）

位置	静的平面解析				静的立体解析			
	X方向地震時		Y方向地震時		X方向地震時		Y方向地震時	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
P1	99.0	0.1	1.5	8.8	102.2	0.0	1.2	14.7
P3	99.0	0.0	1.1	96.5	102.2	0.1	0.7	100.5
P5	98.6	1.4	1.5	97.7	101.9	1.1	1.1	101.6
P7	97.1	3.1	2.2	96.7	101.0	2.2	1.7	100.5
P9	96.1	3.7	1.8	97.0	100.2	2.8	1.3	100.9

(b) 上部工の絶対変位（mm） （全支点全方向免震）

位置	静的平面解析				静的立体解析			
	X方向地震時		Y方向地震時		X方向地震時		Y方向地震時	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
P1	99.0	-0.1	1.8	96.1	102.2	0.0	1.3	100.9
P3	99.0	0.2	1.8	94.9	102.2	0.1	1.4	99.0
P5	98.6	1.4	1.5	96.1	101.9	1.1	1.2	99.9
P7	97.1	3.1	1.4	96.6	101.0	2.2	1.0	100.4
P9	96.1	3.7	1.4	96.6	100.2	2.8	1.0	100.4

(c) 上部工の水平面内曲げモーメント(tf･m)（集中質点モデルにおける比較）

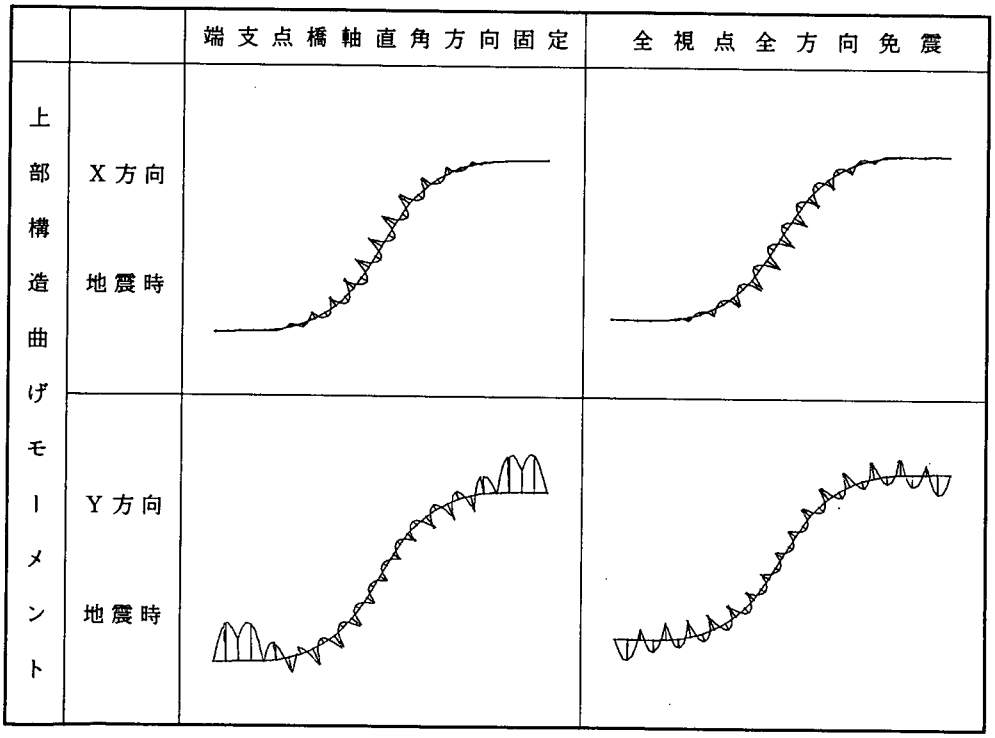
位置	端支点橋軸直角方向固定				全支点全方向免震			
	静的平面解析		静的立体解析		静的平面解析		静的立体解析	
	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時	X方向地震時	Y方向地震時
P1	0	0	0	0	0	0	0	0
P2	9	-2481	8	-2441	7	68	7	77
P3	15	-1186	15	-1179	15	42	14	42
P4	17	-172	14	-176	15	6	13	2
P5	11	106	8	106	11	-9	8	-11
P6	-6	81	2	75	-6	2	2	-11

② 上部構造の水平面内曲げモーメント

上部構造の水平面内曲げモーメントについては，平面モデルと立体モデルの結果に差は認められない。全支点全方向免震の場合には，上部構造の水平面内曲げモーメントは，ほとんど発生していない。これは，免震装置の剛性が各橋脚で均等であり上部構造の変形量が一定であることを意味している。

端支点を橋軸直角方向に固定した場合には，端支点と次の支点の変形量が違うため，Ｐ２，Ｐ３橋脚付近でやや大きな曲げモーメントが発生している。この曲げモーメントを床版断面の縁端部の軸応力度に換算すると約140kgf／㎠となるので，端支点のみを橋軸直角方向に固定した場合には床版への力の流れを検討し，床版が必要な強度を持つように設計する必要がある。

今回の立体モデルでは，上部構造の質量は分布質量とせず，橋脚の真上の集中質点としてモデル化した。したがって，表－参7.8 の結果は，ともに集中質点モデルで比較している。そこで参考のために，平面モデルを用い，上部構造を分布質量を有する連続梁としてモデル化した場合の上部構造の曲げモーメントを算出した。その結果を図－参7.11に示す。端支点橋軸直角方向固定の場合に端支点付近の支間部でＹ方向地震時に大きな曲げモーメントが生じている。したがって実際の耐震設計では支点部だけでなく，支間部に生じる曲げモーメントにも注目する必要がある。



図－参7.11　平面モデルの解析結果

③ 平面モデルの有効性

立体モデルを用いた静的および動的解析は，設計断面を設定した段階で行われるものであり，自由度が高いだけに入力データ量も多く，簡単に行いにくい。端支点の固定条件を比較する場合など超多径間連続橋の基本諸元の検討に必要な計算では，簡易な計算法が望まれる。

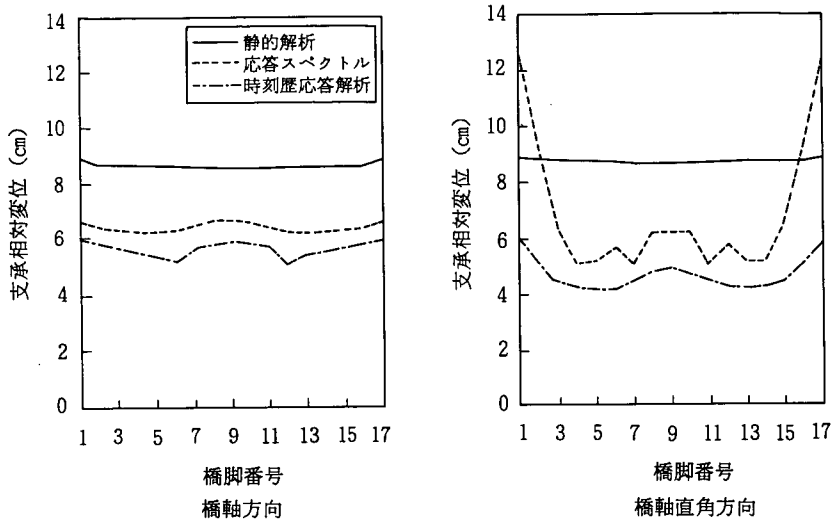
免震構造は上部構造と下部構造の振動の連成の影響が小さいため，立体モデルと平面モデル差が少ないと考えられる。今回比較した平面モデルと立体モデル（ともに静的解析）の誤差は５％程度である。したがって，複雑な線形を有する曲線橋においても，免震設計を適用すれば，このような平面モデルを用いた静的解

析を行いその結果で断面諸元を設定することが十分可能である。

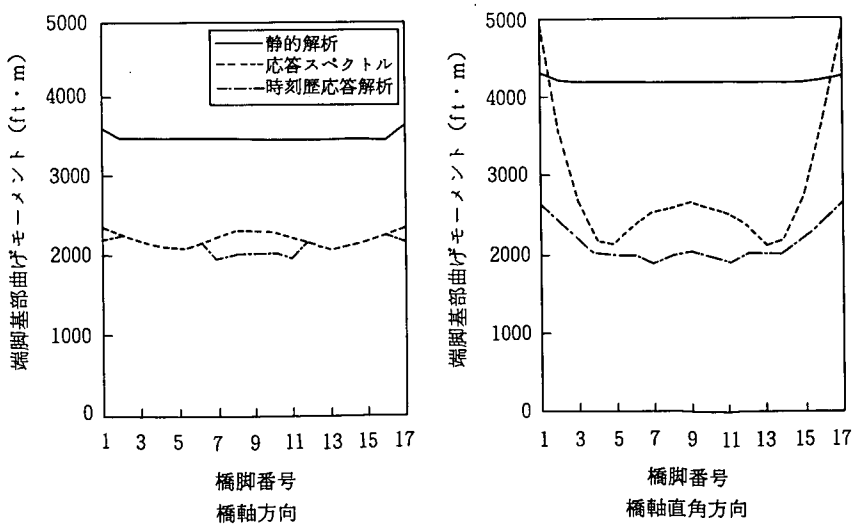
2) 静的解析と動的解析結果の比較

同一の立体モデルを用いた①静的解析，②応答スペクトル解析，③時刻歴応答解析を行った結果を図－参7.12に示す。ここでは，支承（免震装置）の相対変位と，橋脚基部の曲げモーメントの比較を示した。また，ここに示し値は，後述する式（参7.2)で算出した任意方向の地震動入力に対する最大値を表している。

解析手法の違いによる応答値は，（静的解析）＞（応答スペクトル解析）≧（時刻歴応答解析）の傾向を有している。これと異なる傾向を有するのは，橋軸直角方向にのみ見られ，その主な原因は，応答スペクトル解析におけるR.M.S.法の精度によるものと考えられる。すなわち，図－参7.13に示す固有値解析結果によれば，



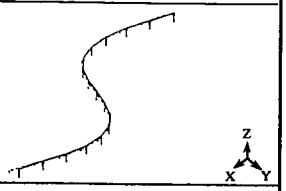
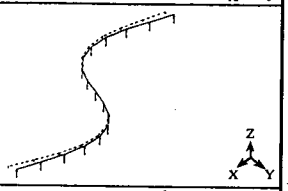
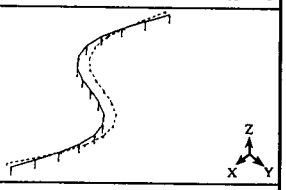
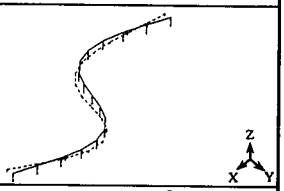
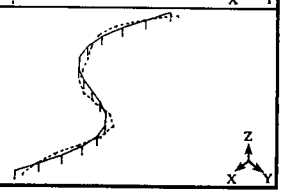
(a) 支承相対変位



(b) 橋脚下端の曲げモーメント

図－参7.12 立体モデルを用いた静的解析，応答スペクトル解析，時刻歴応答解析の比較

表－参7.13　橋軸直角方向の振幅が大きい主要モード
（全支点全方向免震）

次数	固有周期	Y方向 刺激係数	桁端部 応答変位	モード形状
1	1.375sec	0.422	6.2mm	
3	1.359sec	1.709	111.8mm	
4	1.355sec	0.657	32.8mm	
6	1.315sec	0.056	3.5mm	
8	1.141sec	0.014	0.7mm	

固有周期が接近し上部構造のみが変形する低次モードが幾つかあり，これが応答スペクトル解析におけるR.M.S.法の最大値算出時に誤差をもたらしたと考えられる。したがって，超多径間連続橋の応答スペクトル法を用いた動的解析を行う場合には，C.Q.C.法その他の誤差の少ない方法を用いるか，または，時刻歴応答解析を用いることが必要とされる。

7.3.4　地震動の入力方向と最大応答値の計算方法に関する検討

(1)　静的解析による任意方向地震時の断面力の算出方法

一般の橋梁では，応答値は橋軸方向と橋軸直角方向の2方向を独立に算出し，それぞれの方向について設計を行えばよい。しかし，本橋のような曲線橋では東西方向（X方向）あるいは南北方向（Y方向）またはその中間の角度方向など，どの方向からの地震動によって，着目している橋脚に最大の応答値が生じるか分からない。

静的な解析においては，次の手法で最大値を算出することができる。以下に支承の水平反力の算出例を示す。

①　X方向およびY方向の地震時慣性力を与えて，各橋脚の反力を算出する。

②　X，Yの中間角度からの地震時反力は，式（参7.1)によりX，Y両方向の重ね合わせにより算出する。

$$\left.\begin{aligned} R_L &= R_{XL}\times\cos\theta + R_{YL}\times\sin\theta \\ R_T &= R_{XT}\times\cos\theta + R_{YT}\times\sin\theta \end{aligned}\right\} \quad (参7.1)$$

ここに,

R_L ：θ方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力

R_T ：〃　橋軸直角方向反力

θ ：X軸正の方向を0とし，反時計回りの角度

R_{XL}：X方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力

R_{XT}：〃　橋軸直角方向反力

R_{YL}：Y方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力

R_{YT}：〃　橋軸直角方向反力

③ 設計に用いる橋軸方向，橋軸直角方向の最大反力$|R_L|_{max.}$，$|R_L|_{max.}$は，式（参7.1)の最大値として式（参7.2)で得られる。また，この時の角度θの値は式（参7.3)で得られる。

$$\left.\begin{aligned} |R_L|_{max} &= \sqrt{(R_{XL}^2 + R_{YL}^2)} \\ |R_T|_{max} &= \sqrt{(R_{XT}^2 + R_{YT}^2)} \end{aligned}\right\} \quad (参7.2)$$

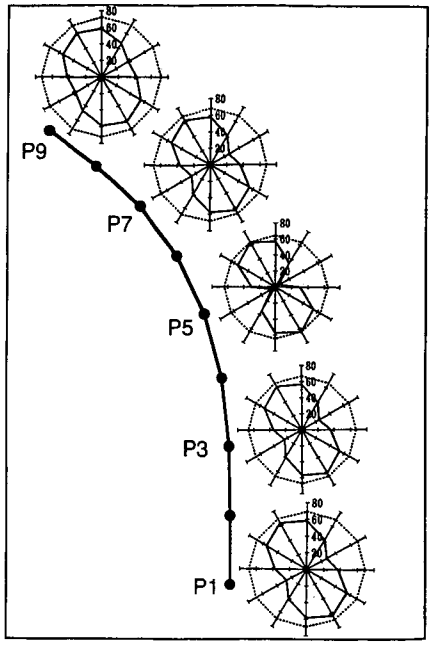
$$\left.\begin{aligned} \theta_{RLmax} &= \tan^{-1}(R_{YL}/R_{XL}) \\ \theta_{RTmax} &= \tan^{-1}(R_{YT}/R_{XT}) \end{aligned}\right\} \quad (参7.3)$$

(2) 応答スペクトル法による最大応答値の算出方法

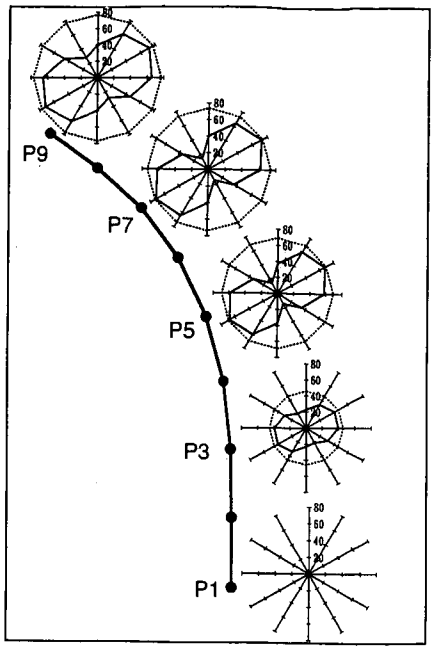
ＲＭＳ法を用いた応答スペクトル法においては，各モードの応答が最大になる時刻はバラバラであるとして最大応答値を各モードの最大値の２乗和の平方根によって計算していることから，全変形が同時刻に生じると考える静的解析で成立した重ね合わせの原理は成立しない。しかも，全方向から入力角度を変えて計算することは非常に煩雑である。そのため，地震動の入力方向に係わらず簡便に最大応答値を推定する手法として，式（参7.2)を提案した。この式は，理論的には最大40％の過大評価（$\sqrt{2}$倍）をする可能性がある。このため，今回のモデルにおいて地震動の入力方向をＸ－Ｙ面において３０°ずつ変化させて，式（参7.2)によって支承の最大相対変位を求めた。この結果，図－参7.14の点線で示すように，式（参7.2)の値はどの角度でもほぼ一定の値が得られた。また，応答スペクトル法による動的解析により入力方向を同様に変化させて求めた結果は同図に実線で示した通りであり，式（参7.2)による結果よりやや小さく，その誤差はＰ９橋脚で最大となり約17％程度であった。橋脚の断面力の最大値についても同様の結果が得られているので，式（参7.2)を設計に用いることは充分可能である。

(3) 時刻歴応答解析による最大応答値の算出方法

前述2)と同様に時刻歴応答解析の場合に，式（参7.2)を利用して入力方向に応じた最大値を計算した結果を示すと図－参7.15の通りとなる。式（参7.2)による推定値と一方向から入力した場合の最大値はほとんど等しい値となった。橋脚の断面力についても同様である。したがって，直交する$X-Y$軸を曲線橋の向きに係わらず任意の方向にセットしても，式（参7.2)によって，入力方向を細かく変化させた場合に得られる最大値とほぼ同じ値が得られることがわかる。このため，時刻歴応答解析において設計値の照査を行う場合には，入力方向を細かく変化させる必要がなく，直交する任意の２方向の解析を行い，式（参7.2)で最大値を算出すれば良い。

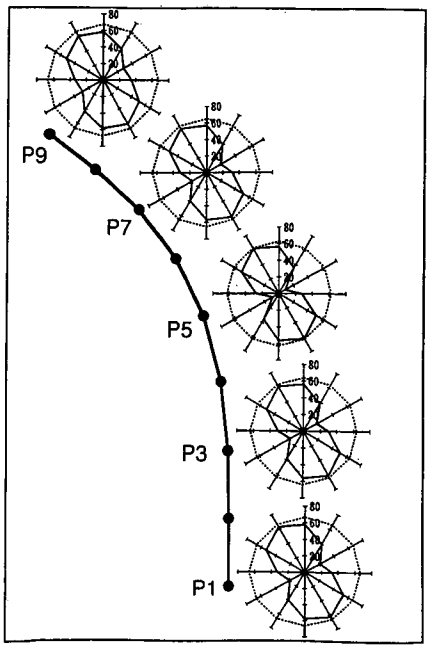


(a) 橋軸方向

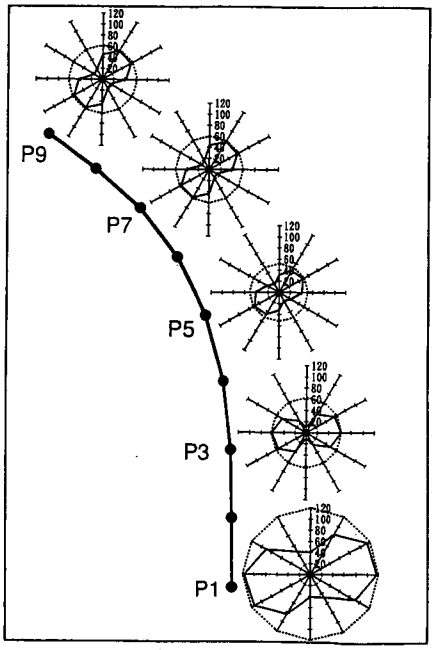


(b) 橋軸直角方向

(1) 端支点の橋軸直角方向を固定した場合



(a) 橋軸方向

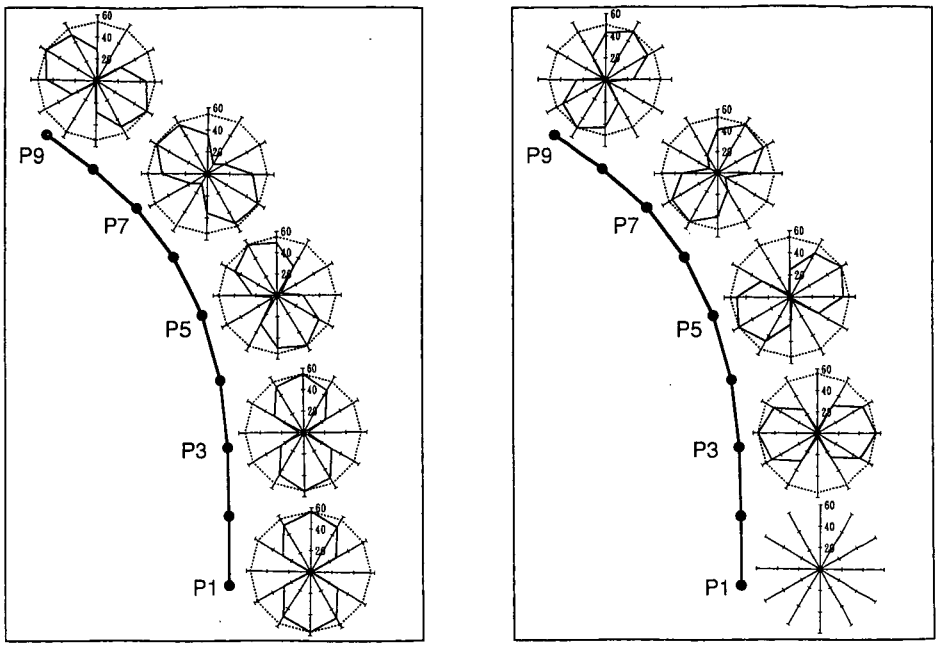


(b) 橋軸直角方向

(2) 全支点を全方向免震とした場合

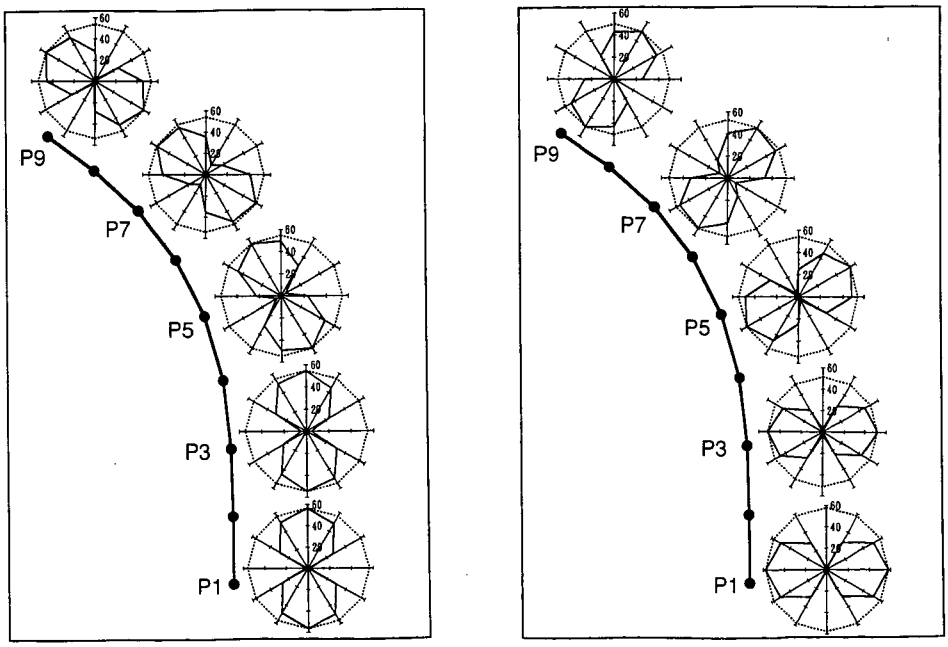
凡例 ： …… 式（参7.2)による最大値 ———— 一方向入力の応答値

図－参7.14 応答スペクトル法による入力方向別の支承相対変位



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

(1) 端支点の橋軸直角方向を固定した場合



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

(2) 全支点を全方向免震とした場合

凡例　：　…… 式（参7.2)による最大値　———— 一方向入力の応答値

図－参7.15　時刻歴応答解析法による入力方向別の支承相対変位

7. 4　地盤条件が変化する地点における超多径間連続橋への免震設計の適用性

7. 4. 1　検討方針

連続桁の延長が1㎞におよぶ橋梁では，その連続区間内で地盤条件が大きく変動し地盤種別が変わることが充分考えられるので，そのような場合の免震設計の手順を検討する。また動的解析の方法を検討し，解析を実施してその結果から設計手順の適用性を検討する。

7. 4. 2　設計手順の検討

(1)　地盤種別が変化する場合の免震設計フロー

地盤種別がⅡ種からⅢ種地盤に変化する場合を例に免震設計のフローを示すと図－参7. 16のようになる。

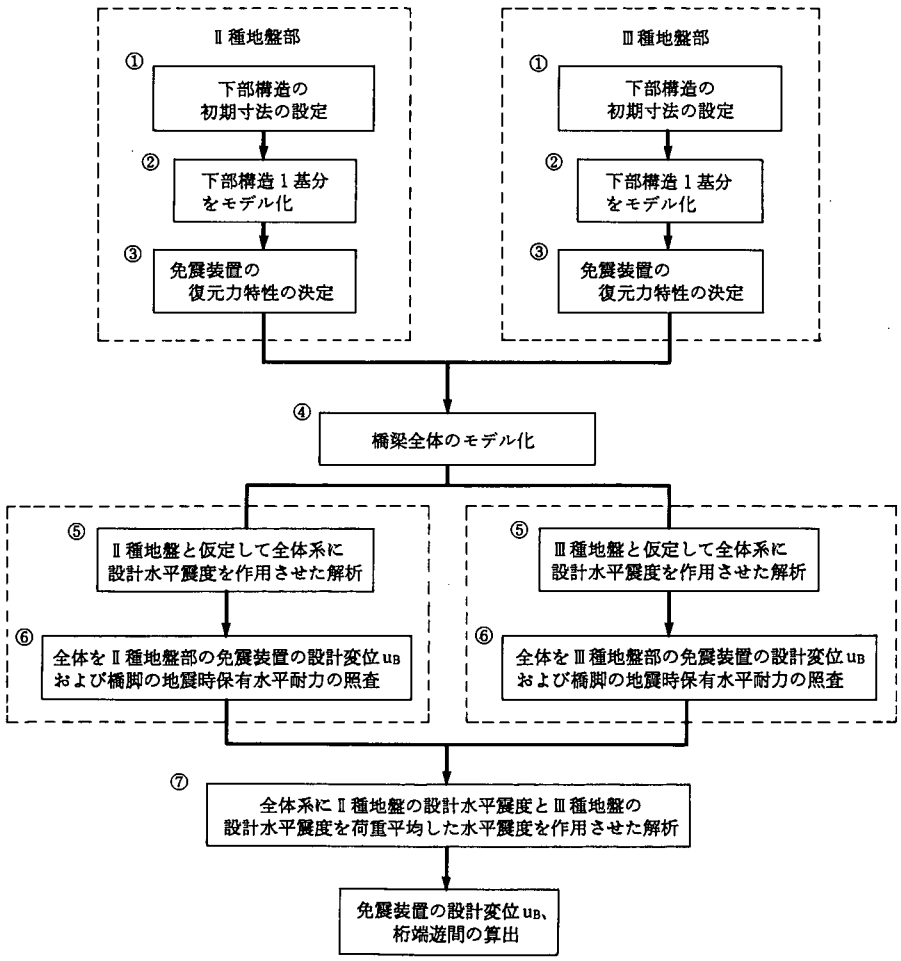
図－参7. 16中の各事項を解説すると以下のようになる。

①　下部構造の初期寸法の設定

免震装置の変位計算モデルの下部構造剛性を求めるために，下部構造の初期寸法を設定する。

②　下部構造1基分のモデル化

地盤種別ごとに1基の下部構造を取り出して図－参7. 17に示すようにモデル化する。図－参7. 16の例ではⅡ種地盤用1基とⅢ種地盤用1基をそれぞれモデル化する。各下部構造が分担する上部構造重量としては，該当する

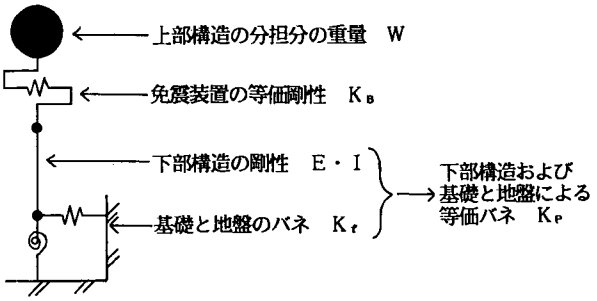


図－参7. 16　地盤条件が変化する場合の免震設計フロー

下部構造における死荷重反力を用いる。下部構造の剛性としては，下部構造および基礎自体の剛性と地盤の等価ばね（K_P）から求める。

③　免震装置の復元力特性の決定

ここでは，橋の設計振動単位，すなわち桁の一連続区間全体をモデル化した時に，所定の固有周期および減衰定数が得られるように，各々の免震装置の復元力特性を決定する。全体の免震装置の復元力特性を一度に決定することはできないので，図－参7.17に示した簡易なモデルを想定する。図－参7.17のモデルにおいて橋の固有周期を決めれば，免震装置の等価剛性K_Bが求められる。次に設計地震力を作用させて免震装置の設計変位u_Bを求める。免震装置の設計変位u_Bと等価剛性K_Bを満足する免震装置の諸元を定める。



図－参7.17　初期段階で用いる簡易なモデル

④～⑥　全体のモデル化及び各地盤種別ごとの設計水平震度を作用させた解析

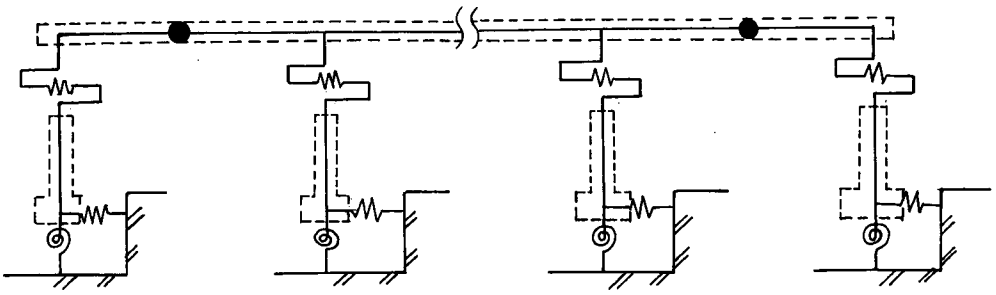
決定した免震装置の復元力特性と下部構造の剛性を用いて，設計振動単位の全体を図－参7.18に示すようにモデル化する。このモデルに，地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度による慣性力を作用させて，免震装置の変位と下部構造頂部に作用する水平力を求める。この計算においては，該当する下部構造の位置する地盤種別に相当する設計水平震度を各々用いる。例えば，Ⅱ種地盤に位置する下部構造とその免震装置の計算を行う際には，Ⅱ種地盤用の設計水平震度による慣性力を連続区間全体に作用させる。

この段階では，下部構造１基分をモデル化した計算において仮定した上部構造の水平方向の慣性力の配分とは異なった割合で配分されることになるので，下部構造の地震時保有水平耐力を再照査する。安全が確保されない場合には，下部構造１基分のモデルに戻り，慣性力が集中した下部構造の固有周期を長くするか，他の下部構造の固有周期を短くすることによって，慣性力の配分を再調整する。

⑦　荷重平均した水平震度を作用させた解析

④～⑥の解析によると，桁の剛性が高い橋軸方向については，全体にⅡ種地盤の地震入力を作用させた計算値は実際よりも控えめに算出され，全体にⅢ種地盤の地震入力を作用させた計算値は実際よりも大きめに算出される。このため，橋軸方向については各下部構造の位置する地盤の地盤種別にしたがって算出した設計水平震度を荷重平均した水平震度による慣性力が働くと仮定して免震装置の設計変位u_B等の照査を行い，必要な場合には設計値の見直しを行う。また，震度法レベルを想定した同様の計算も行い，桁端部の遊間量を求める。

一方，橋軸直角方向については桁の剛性が低いためこのような検討は不要と考えられる。



図－参7.18　桁の一連続区間全体をモデル化する段階で用いる簡易なモデル

(2)　全体をモデル化する段階での検討例

1)　検討条件

①　解析モデルの基本諸元は7.3.2 に示した解析モデルと同一で，支間長65mの16径間連続非合成鋼箱桁橋

とする。

② 16径間のうちの始点側半分の8径間の下部構造はⅡ種地盤上にあり，終点側半分の8径間の下部構造はⅢ種地盤上にあるものとする。

③ 各下部構造の型式及び高さには大きな差がないものとする。

④ 条件を単純化するため減衰定数別補正係数 c_β は震度法ならびに地震時保有水平耐力法のいずれの場合も 1.0とする。

2) 計算結果

全体のモデルにⅡ種地盤の設計水平震度を作用させた場合，Ⅲ種地盤の設計水平震度を作用させた場合，ならびに荷重平均した水平震度を作用させた場合の免震装置の最大相対変位，橋脚基部の最大曲げモーメント，せん断力を表－参7.9 に示す。橋軸方向のP$_1$～P$_8$については荷重平均入力の結果をもとに見直しを行う必要がある。

表－参7.9 試計算結果

		Ⅱ種地盤入力 $P_1 \sim P_8$	Ⅲ種地盤入力 $P_{10} \sim P_{17}$	荷重平均入力
橋軸方向	設計水平震度（k_h）	0.22	0.26	0.24
	免震装置の最大相対変位（cm）	9.55	15.83	12.51
	橋脚基部の最大曲げモーメント（tf・m）	3803	4753	4250
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	359	459	406
橋軸直角方向	設計水平震度（k_h）	0.22	0.26	
	免震装置の最大相対変位（cm）	9.55	15.83	
	橋脚基部の最大曲げモーメント（tf・m）	4924	6099	
	橋脚基部の最大せん断力(tf)	392	499	

7.4.3 時刻歴応答解析による応答特性の検討

(1) 検討目的

連続支間長が1㎞に及ぶ超多径間連続橋では，地表面の標高の変化，表層の地層構成の変化，地盤特性のばらつき，および，基盤面の傾斜等に起因する表層地盤の増幅特性の相違により，各下部構造に周期，振幅特性の異なる地震波が入射することが予想される。ここでは，図－参7.19に示すように架橋地点における表層地盤の層厚が橋軸方向に変化している場合を想定して，地震動の多点入力による時刻歴応答解析を行い，地盤条件が変化する地盤上の超多径間連続橋の動的応答特性を検討する。

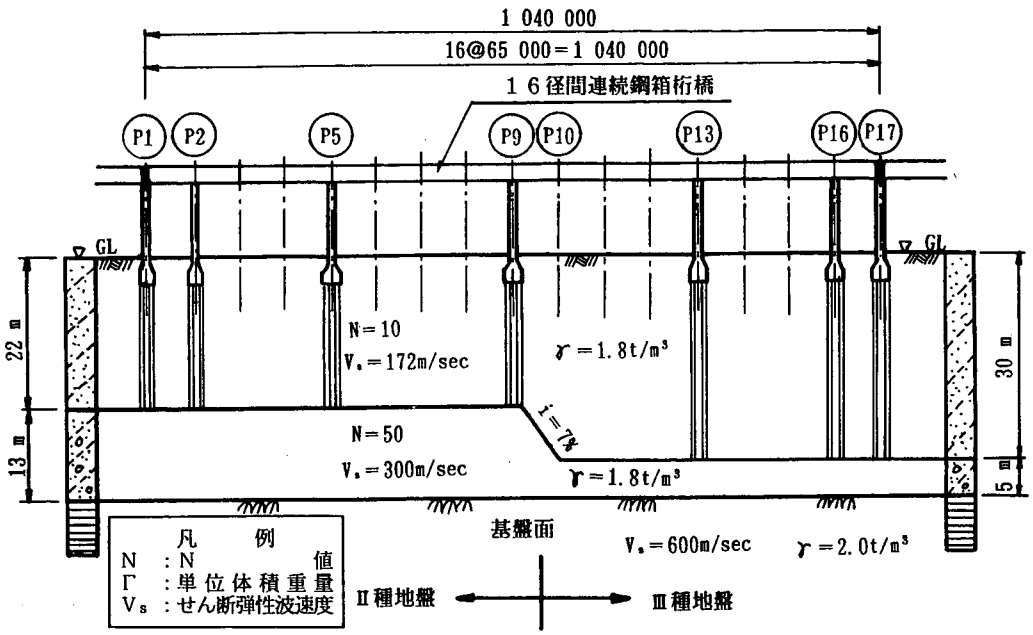
(2) 解析方法

表層地盤の地層構成が橋軸方向に変化する影響を考慮して橋梁の地震応答を検討する方法としては，表層地盤と橋梁を一体として解析する方法が考えられる。しかし，超多径間連続橋では解析領域が非常に大きくなるとともに，地盤と基礎の接合部のモデル化や基礎の三次元性を精度よく評価するのが困難なため，一体解析を行うことは容易ではない。ここでは，図－参7.20に示すように表層地盤と橋梁を分離して別々に応答解析を行う方法を用いて検討する。なお，時刻歴応答解析では震度法レベルの地震動を対象とする。

1) 下部構造別の入力地震動の設定

表層地盤の地層変化による影響を評価するために，以下に示す方法により各下部構造に対する入力地震動を算定する。

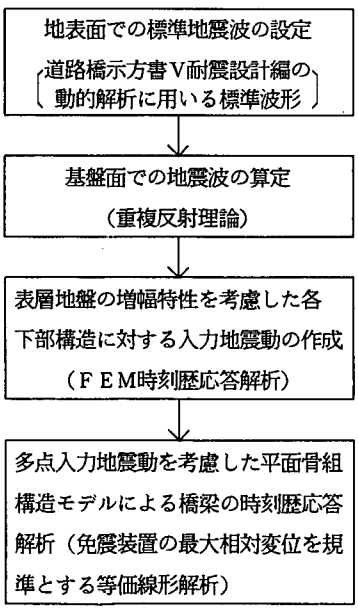
① 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される時刻歴応答解析用の標準波形を，任意の橋脚近傍の地表面における地震波形として，重複反射理論を用いて基盤面位置での地震波形に変換する。



図－参7.19　地盤モデル

② 基盤面における地震波形の特性は平面的にほとんど変化しないと考えられるため，①で算定した波形を基盤面での入力地震動として，二次元有限要素法を持家表層地盤の時刻歴応答解析を行う。算定された各下部構造位置の地表面の地震波形をそれぞれの下部構造に対する入力地震動とする。

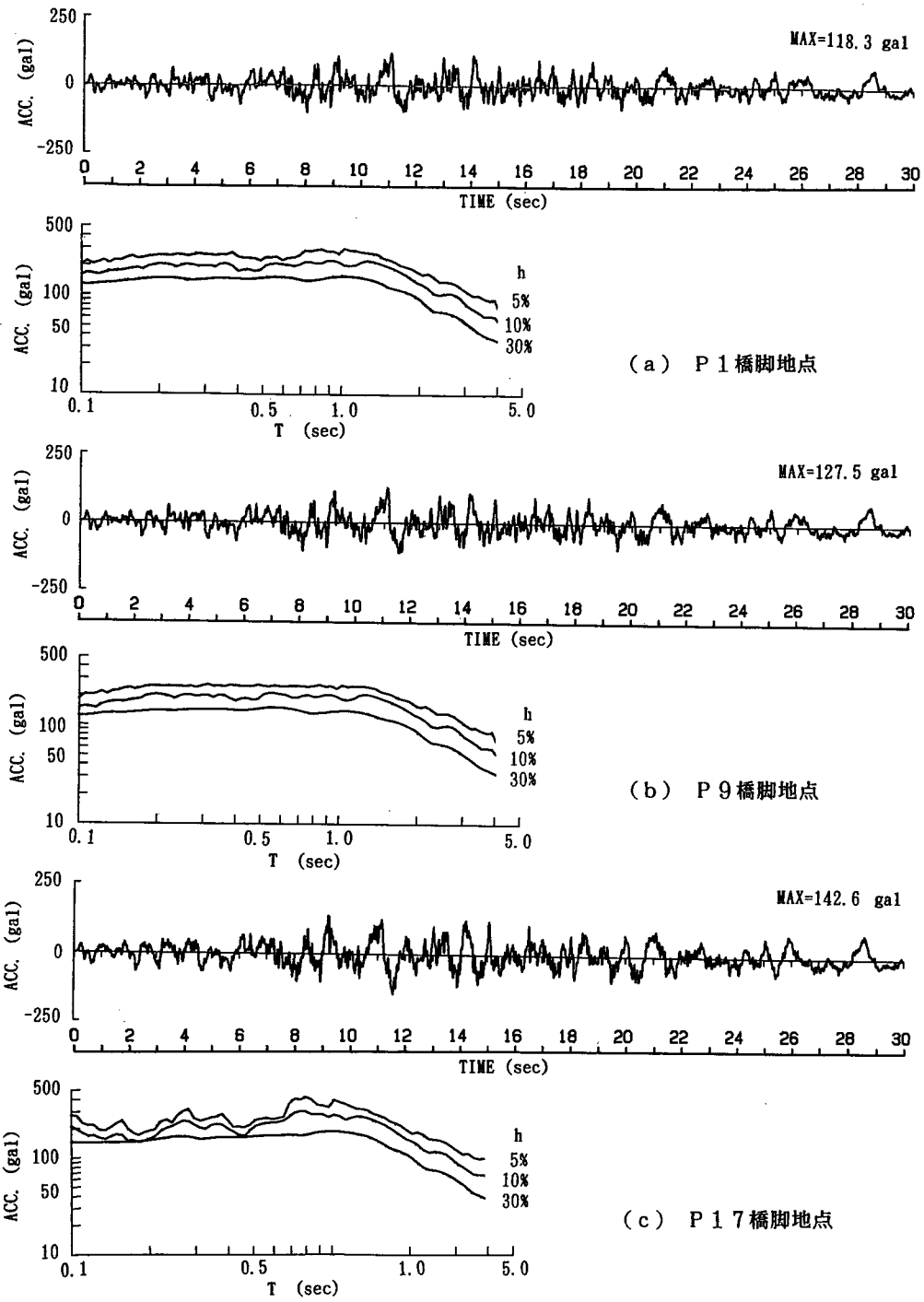
ここでは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のⅡ種地盤用の標準波形をⅡ種地盤上のＰ１橋脚近傍の地表面波形として算定した基盤地震動［基盤地震動Ａ］，および，Ⅲ種地盤用の標準波形をⅢ種地盤上のＰ17橋脚近傍の地表面波形として算定した基盤地震動［基盤地震動Ｂ］の２つの基盤地震動に対する表層地盤の応答解析を行った。Ｐ１，およびＰ17橋脚位置での［基盤地震動Ａ］および［基盤地震動Ｂ］をそれぞれ入力した場合の地表位置における加速度波形とその加速度応答スペクトルを図－参7.21と図－参7.22に示す。［基盤地震動Ａ］によるＰ17橋脚位置の地表面の加速度応答スペクトルは，Ⅲ種地盤用の標準加速度波形の加速度応答スペクトルとほぼ同じ特性を持っている。一方，［基準地震動Ｂ］を入力した場合にはＰ１橋脚位置の地表面の加速度応答スペクトルがⅡ種地盤用の標準加速度波形の加速度応答スペクトルと比較される。前者は短周期側がより卓越した結果となり定性的には比較的堅い地盤の特性を表しているものの，両スペクトルが同じ特性をもつとは言い難い。したがって，Ⅱ種地盤上の橋脚の応答は［基盤地震動Ａ］によって，Ⅲ種地盤上の橋脚の応答は［基盤地震動Ｂ］によって求められた値を採用し，境界領域にある橋脚については両者の値の大きい方を採用するのが実際的と考えられる。



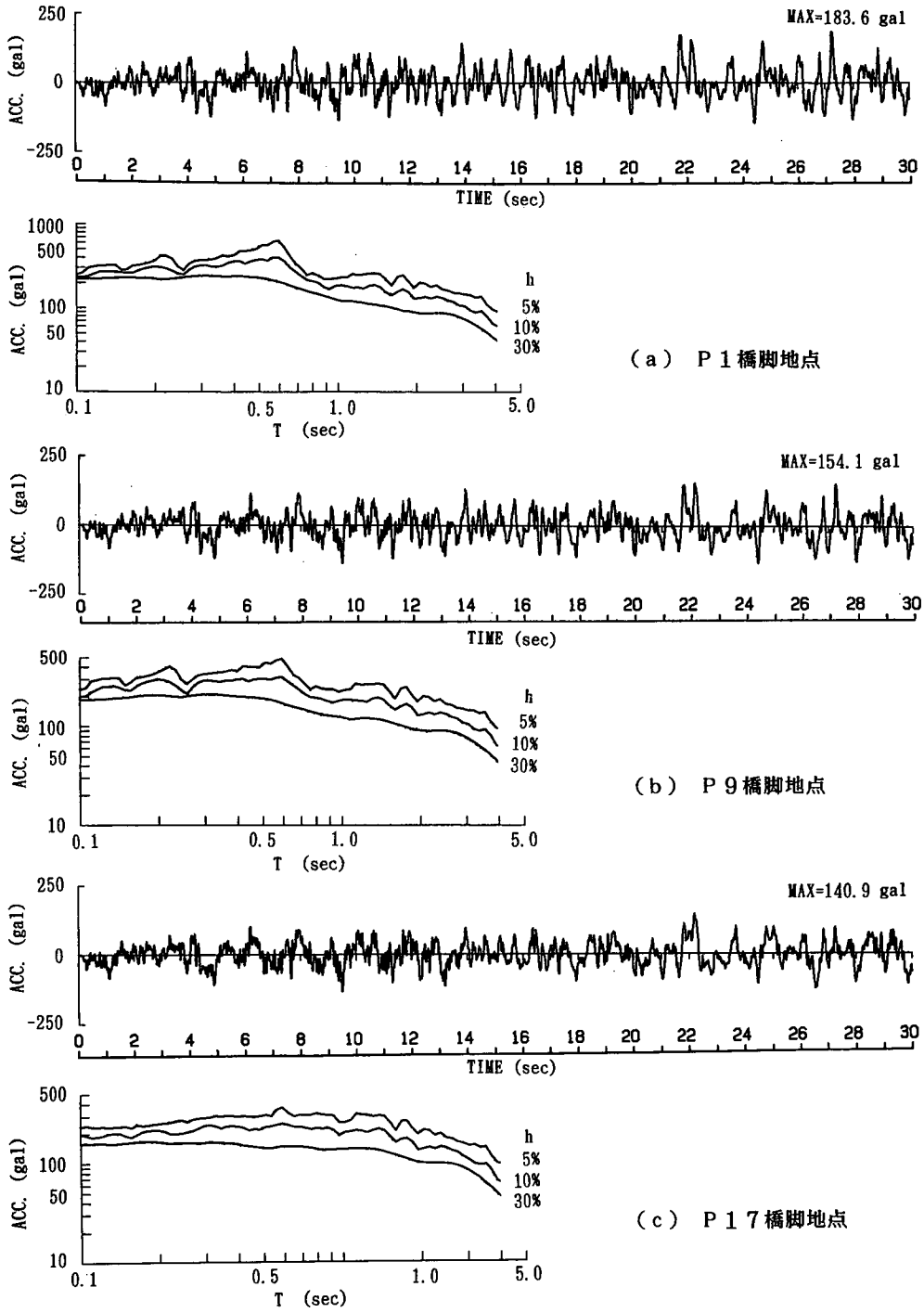
図－参7.20　解析手順

2) 解析モデル

時刻歴応答解析では，前節で試設計した橋梁を対象として，免震装置を等価線形バネ要素で，上部構造と下



図－参7.21　基盤地震動Ａを作用させた場合の地表面の加速度波形およびその加速度応答スペクトル



図－参7.22 基盤地震動Bを作用させた場合の地表面の加速度波形およびその加速度応答スペクトル

部構造を線形梁要素で，基礎および地盤を線形バネ要素でモデル］した平面骨組モデルを用い，橋軸方向および橋軸直角方向の解析をそれぞれ独立に行う。免震装置の等価剛性と等価減衰定数は，免震装置の変位によって変化するため，応答解析においては，各橋脚上のそれぞれの免震装置に生じる最大相対変位が一定値に収束するまで反復計算を行う。

(3) 解析結果

1) 固有値解析結果

橋軸方向ならびに橋軸直角方向の１次モードは，免震装置の変形に伴い上部構造が剛体として並進または回転するモードであり，刺激係数が最も大きく，橋梁の応答に支配的な振動モードである。１次固有周期は，［基盤地震動Ａ］の検討ケースにおいては橋軸方向で1.09秒，橋軸直角方向で1.14秒，［基盤地震動Ｂ］の検討ケースにおいては橋軸方向，橋軸直角方向ともに0.99秒となる。

２次モード以下には，橋軸方向では上部構造が軸方向に変形する振動モードが続くが，刺激係数が小さく橋梁の応答に対する影響は小さい。一方，橋軸直角方向では免震装置の変形が伴う上部構造の曲げ振動モードが続き，１次モードと動程度の刺激係数を示す主要なモードもある。橋脚の曲げ振動モードは，いずれの場合においても 0.2秒程度以下の高次モードとして現われている。

2) 応答解析結果

最大応答（免震装置の変位，橋脚に作用する上部構造の慣性力，上部構造の曲げモーメント・軸力，橋脚基部の曲げモーメント）の橋軸方向の分布を図－参7.23に示す。

3) 橋軸方向加振

両端の橋脚に入力される地震動の絶対変位の差は，［基盤地震動Ａ］の場合で 0.7cm，［基盤地震動Ｂ］の場合で0.30cm程度であり，位相のずれもわずかである。また，上部構造の伸縮両も小さいため，各橋脚に生じる免震装置の相対変位に顕著な差はない。［基盤地震動Ｂ］では，Ⅱ種地盤上の橋脚とⅢ種地盤上の橋脚の応答がやや異なるため，相対変位に多少の相違が見られる。このため，橋脚に作用する上部構造の慣性力は，［基盤地震動Ａ］では各橋脚にほぼ均等に分配されているのに対して，［基盤地震動Ｂ］では２割程度の差が生じている。上部構造に生じる軸力は中央部で大きくなり，多点入力振動特有の傾向を示すが，上部構造に悪影響を及ぼすほどの値ではない。また，各橋脚の基部に生じる曲げモーメントの分布は，橋脚が負担する上部構造の慣性力の分布に対応している。

4) 橋軸直角方向加振

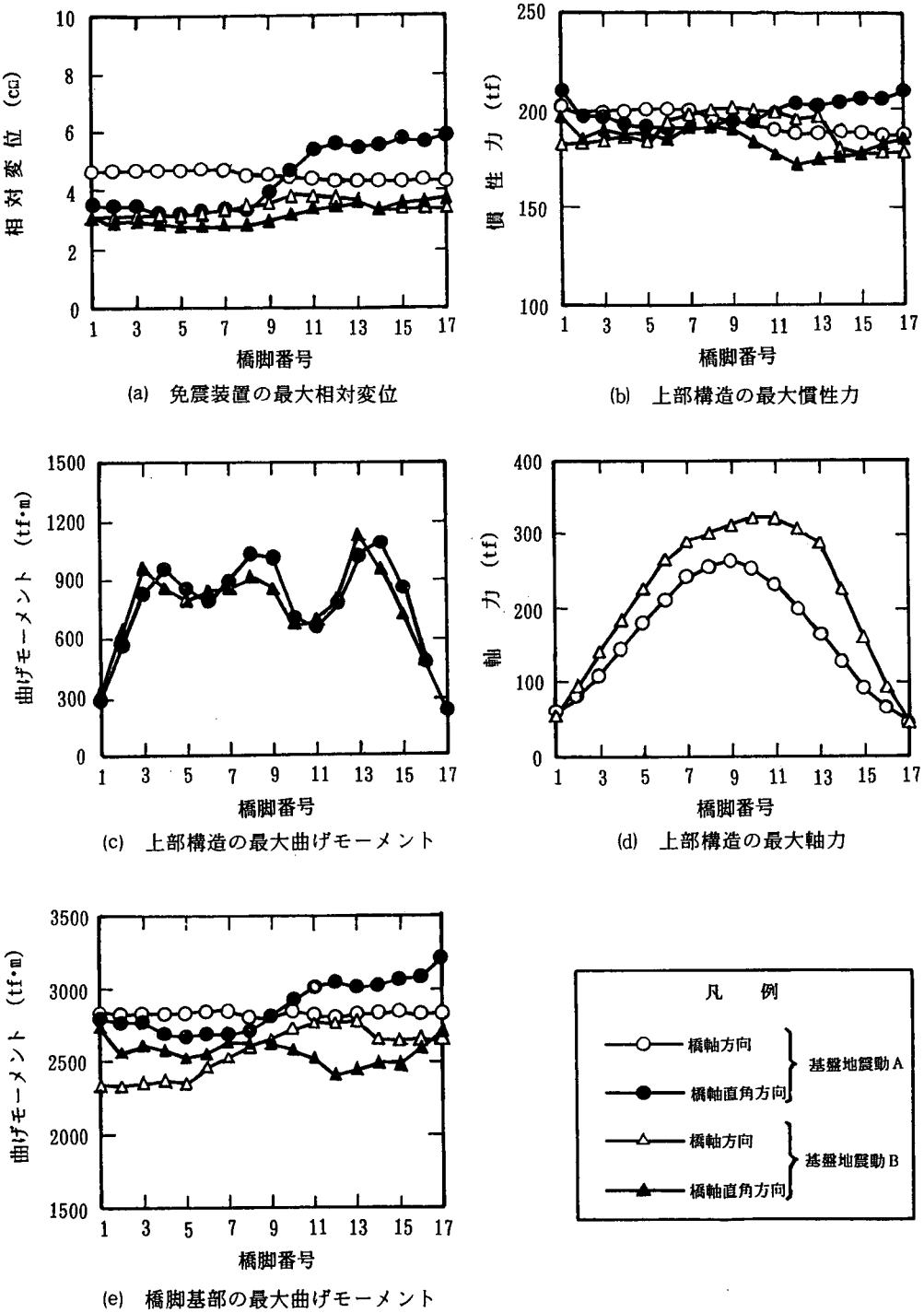
上部構造の回転および曲げ振動の影響により，橋軸方向加振時に比較して免震装置に生じる各橋脚ごとの変位は大きく異なる傾向を示している。また，両端の橋脚において，わずかながら免震装置の変位が増大している。これに対応して，両端の橋脚が負担する上部構造の慣性力は隣接する橋脚に比べて大きくなっており，橋脚基部に生じる曲げモーメントも増加している。

(3) 試設計値と時刻例応答解析値の比較

表－参7.10は，試設計における震度方による解析結果と時刻歴応答解析結果とを比較したものである。 震度方により算定された試設計値は，時刻例応答解析結果を上回っている。免震装置に生じる変位に関して試設計による値と動的解析による値との差が他の項目に比べてやや大きいが，これは時刻歴応答解析において免震装置に生じる最大相対変位が仮定値に収束するまで反復計算を行った結果，免震装置の等価剛性が大きくなったためである。震度法でやや危険側の結果を与えると考えられたⅡ種地盤における結果に対しても時刻歴応答解析による値が下回っており，7.4.1 で提案した設計計算法は実用性が高いと考えられる。

(4) まとめ

時刻歴応答解析に対して図－参7.20に示した解析手順は，地盤条件が橋軸方向に変化することを考慮して動的解析を行う場合に最も実用的な方法であろう。架橋地点の地盤条件は千差万別であり，基本的には個々に検討を要するが，本節に示したようにⅡ種地盤とⅢ種地盤にまたがる免震橋梁であっても，地盤条件が徐々に変化する場合には，地盤条件の変化の影響は顕著ではないものと考えられる。



図－参7.23 最大応答値の橋軸方向分布

表－参7.10　試設計と時刻歴応答解析の比較

方向	項目	橋脚地盤種別	試設計震度法	時刻歴応答解析 基盤地震動（A）	時刻歴応答解析 基盤地震動（B）
橋軸方向	上部構造の最大加速度（GAL）	P1～P9（Ⅱ種）	216	186（0.86）～ 194（0.90）	
		P10～P17（Ⅲ種）	257		186（0.72）～ 220（0.86）
	免震装置の最大変位（cm）	P1～P9（Ⅱ種）	9.55	4.48（0.47）～ 4.70（0.49）	
		P10～P17（Ⅲ種）	15.83		3.36（0.21）～ 3.83（0.24）
	橋脚基部の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（tf・m）	P1～P9（Ⅱ種）	3803	2794（0.73）～ 2850（0.75）	
		P10～P17（Ⅲ種）	4753		2646（0.56）～ 2785（0.59）
	橋脚基部の最大せん断力（tf）	P1～P9（Ⅱ種）	359	250（0.70）～ 255（0.71）	
		P10～P17（Ⅲ種）	459		249（0.54）～ 257（0.56）
橋軸直角方向	上部構造の最大加速度（GAL）	P1～P9（Ⅱ種）	216	168（0.78）～ 189（0.88）	
		P10～P17（Ⅲ種）	257		160（0.62）～ 177（0.69）
	免震装置の最大変位（cm）	P1～P9（Ⅱ種）	9.55	3.15（0.33）～ 3.91（0.41）	
		P10～P17（Ⅲ種）	15.83		3.22（0.20）～ 3.72（0.23）
	橋脚基部の最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ（tf・m）	P1～P9（Ⅱ種）	4924	2667（0.54）～ 2807（0.57）	
		P10～P17（Ⅲ種）	6099		2493（0.41）～ 2706（0.44）
	橋脚基部の最大せん断力（tf）	P1～P9（Ⅱ種）	392	244（0.62）～ 256（0.65）	
		P10～P17（Ⅲ種）	499		235（0.47）～ 249（0.50）

（　）内の値は試設計による解析値に対する比

7.5　超多径間ＰＣ連続橋のかけ違い部の構造細目

ここでは，超多径間連続ＰＣ橋の橋台部および桁の掛け違い部に対する落橋防止装置，および移動制限装置の選定を行い，桁の掛け違い長，支承縁端距離，遊間等の寸法を設定する。なお，両方向免震と，橋軸方向に対しては免震で橋軸直角方向に対しては非免震の両者を考慮した。

(1)　落橋防止装置および移動制限装置の選定

免震設計では，地震時保有水平耐力レベルの変位まで安定して変位できるように免震装置を設計していることから橋軸方向には移動制限装置は不用で落橋防止装置だけが必要となる。橋軸直角方向を橋軸方向と同じように免震にする場合には移動制限装置は要しないが，免震にしない場合には移動制限装置が必要である。落橋防止装置としてはＰＣ鋼棒を用いる装置とし，移動制限装置としてはコンクリートブロックを採用する。なお，橋軸直角方向に免震にする場合は，充分な桁かかりがあるため，落橋防止装置は要しない。

(2) 構造寸法の設定例

支間長39.5m，径間数26，橋長 1,027mの多径間ＰＣ連続橋を例として，構造寸法の設定条件および設定結果をそれぞれ表－参7.11および表－参7.12に示す。図－参7.24は各構造寸法を示したものであり，図－参7.25および図－参7.26は構造細目の設計結果を示したものである。

7.6 超多径間ＰＣ連続橋の施工法

7.6.1 各架設工法の適用性の検討

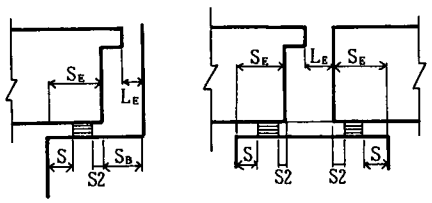
ここでは，超多径間ＰＣ連続橋の施工法についてモデル橋を対象に検討した結果を示す。

(1) モデル橋の条件

・橋　　長　　L= 1,026m（26@39.5m）　　・断面形状　箱桁等断面（H= 2.0m）

表－参7.11 寸法設定条件

項　　目		数　　値
支承変位量（橋軸方向）	震　度　法	9.36　cm
	保有水平耐力法	56.4　cm
温度変化量	２０℃	10.3　cm
クリープ，乾燥収縮		18.6　cm



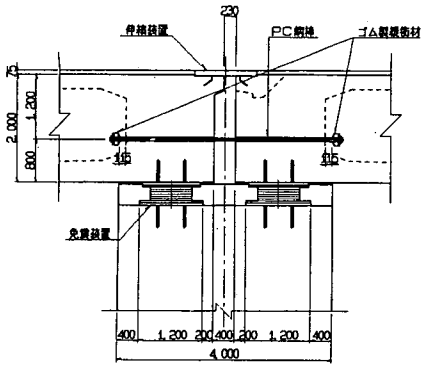
図－参7.24 橋梁端部と掛け違い部の構造寸法

表－参7.12 構造寸法の設定結果

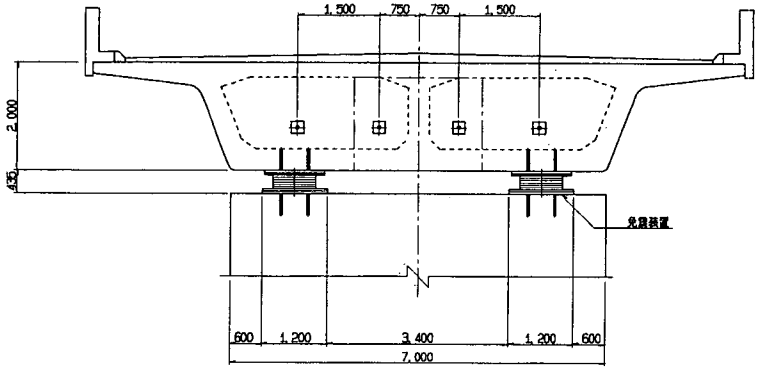
項　　目		計　　算　　式	採用値	備　　考
掛け違い長		道示Ⅴ　70.0+0.5 ×39.5=89.8 マニュアル（案）　70.0+ $56.4^2 + 56.4^2$=149.8	S^E =150cm	値の大きいマニュアル（案）を採用
支承縁端距離		道示Ⅳ　20.0+0.5 ×39.5=39.8	S_1 =40 cm	
桁の縁端距離			S_2 =20 cm	施工性から
けた端部の遊間	桁端部	温度変化　10.3+2.0（余裕量）=12.3 震度法　10.0+　9.36　=19.36	S_B =40 cm	注2)参照
	掛け違い部	温度変化　2×10.3+2.0（余裕量）=22.6 震度法　10.0+ $\sqrt{9.36^2 + 9.36^2}$=21.3	S_B =40 cm	注）参照
伸縮装置の遊間	桁端部	温度変化　10.3+2.0（余裕量）=12.3 震度法　9.3+2.0（余裕量）=11.36	S_B =13 cm	値の大きい温度変化を採用
	掛け違い部	温度変化　2×10.3+2.0（余裕量）=22.6 震度法　$\sqrt{9.36^2 + 9.36^2}$ +2.0（余裕量）=21.3	S_B =23 cm	値の大きい温度変化を採用

注）マニュアル（案）によれば，けた端部の遊間は，温度変化による変位か震度法レベルの免震装置の設計変位にプラス10cmした変位のいずれか大きい値を採用しなければならない。ただし，ここでは，超多径間連続橋の特殊性から，地震時保有水平耐力法レベルの地震時に，桁と桁および桁と橋台が極力衝突しないように遊間S_Bを設けることとした。地震波の位相差を考慮すれば橋軸方向の桁の移動量は小さくなるので，実際に地震時保有水平耐力法レベルの地震力が作用しても支承は56.4cmまで変形しないと考えられるから，ここでは遊間S_Bは40cmとした。

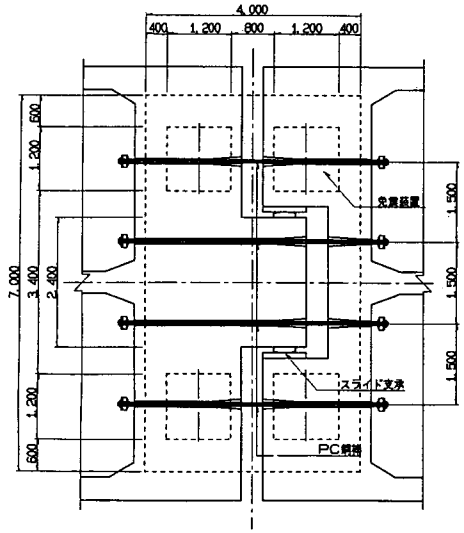
側　面　図



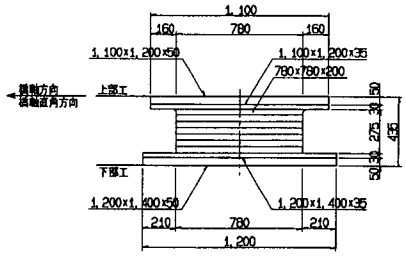
正　面　図



平　面　図



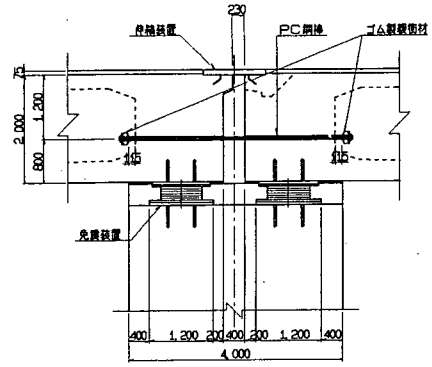
注)　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。



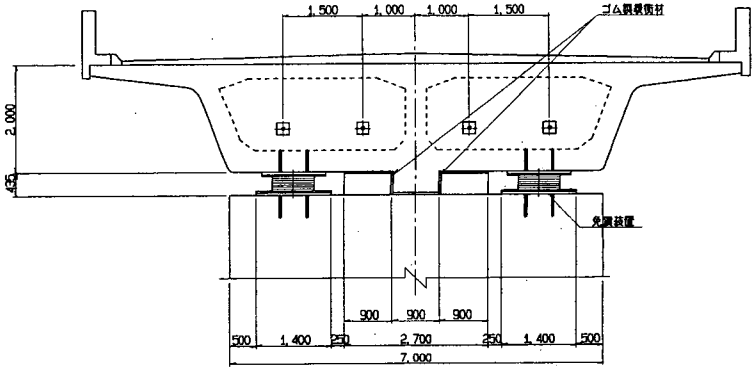
2．落橋防止は以下のタイプを採用した．
橋軸方向　：落橋防止装置（PC鋼棒）

図－参7.25　多径間ＰＣ連続橋の桁掛け違い部の構造細目（橋軸方向：免震，橋軸直角方向：免震）

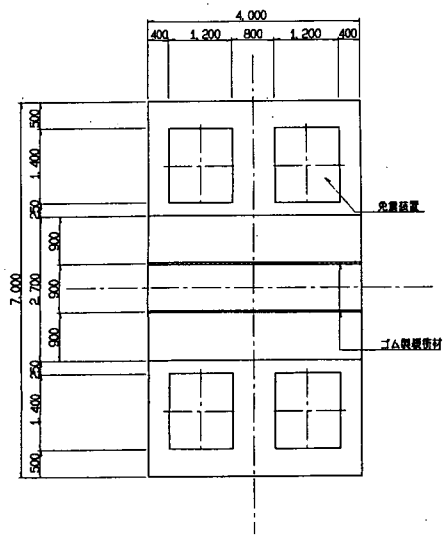
側　面　図



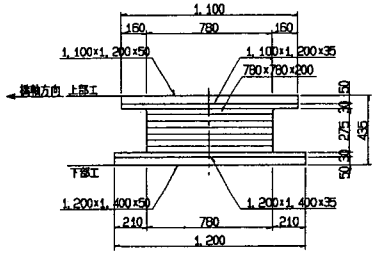
正　面　図

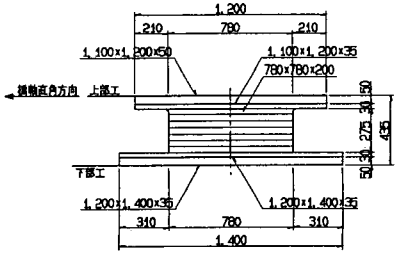


平　面　図



注）　1．免震装置本体の大きさは，780×780×275 であり，装置寸法は下図の通り仮定。





2．落橋防止及び移動制限装置は以下のタイプを採用した．
　橋軸方向　：落橋防止装置（PC鋼棒）
　橋軸直角方向：移動制限装置（コンクリートブロック）

図－参7.26　多径間ＰＣ連続橋の桁掛け違い部の構造細目（橋軸方向：免震，橋軸直角方向：免震）

・幅　　員　　B=11.0m　　・平面線形　直線（R=∞）

・構造形式　　26径間連続箱桁　　・橋脚高さ　H=12m

(2) 架設工法の選定

場所打ＰＣ橋の架設工法としては，以下の４種類がある。

・固定支保工架設……地上より桁下まで支保工を組立て，主桁を製作する方法

・片持張出し架設……橋脚を中心に主桁を左右に片持ち形式で順次張出して主桁を製作する方法

・移動支保工架設……大型移動支保工により主桁を径間単位で製作する方法

・押出し架設……主桁製作ヤード上で主桁を８～20mのブロックで製作し，順次押出していく方法

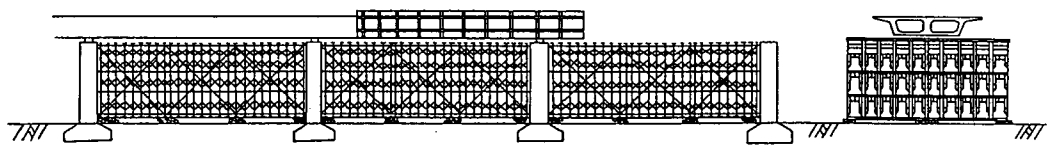
これらの架設工法の選定に当っては，橋梁規模，線形，主桁断面，構造形式，桁下条件等，種々の適用条件を考慮しなければならない。各架設工法の適用性を検討した結果を表－参7.14に示す。表中の網かけ部は以下で検討するモデル橋の場合を示している。表－参7.13より片持張出し架設以外の工法は適用可能と判断される。

7.6.2　各架設工法の施工概要

(1) 固定支保工架設

本工法は図－参7.27に示すように，桁下に支保工を組立て主桁を製作する方法で，桁下空間の制約がなく基礎地盤が平坦な場合に最も適しており，経済性にも優れている。ただし，桁下空間に制約がある場合や，地盤状態が良くない場合には，その優位性は低下する。

モデル橋に適用する場合，支保工材は３径間分程度，型枠材は１～２径間分を使用し，順次転用する分割施工が現実的である。

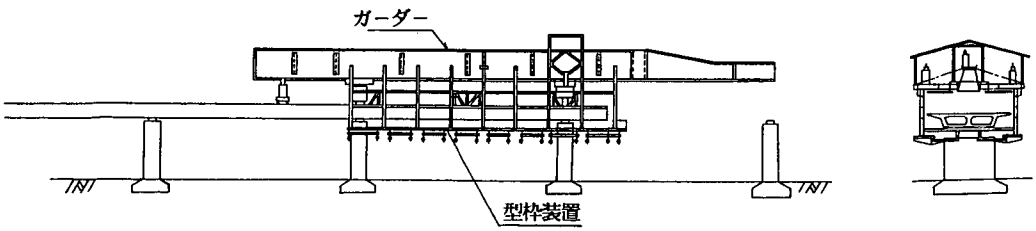


図－参7.27　固定支保工架設

(2) 移動支保工架設

本工法は大型の移動支保工を用いて，多径間の橋梁を径間単位で施工する工法である。支保工には，型枠，移動装置，屋根等が組み込まれており，型枠組払い，材料運搬，支保工移動などの作業が機械的に行われ，桁下空間を侵すことが少ない。また，本工法の特徴としては，全天候施工が可能で工期が確実であること，単純繰り返し作業により労務の効率的運用が可能であること，養生も十分に行えることなどが挙げられる。

モデル橋は等桁高，等支間であり，橋梁規模も大きいことから，本工法の適用性はかなり高いと言える。



図－参7.28　移動支保工架設

表－7.13　架設工法の適用性

適　用　条　件	固定支保工架設	片持張出し架設	移動支保工架設	押出し架設
橋梁規模				
＜ 2000 ㎡	○	○	×	△
＞ 2000 ㎡	△	○	×	○
＞ 5000 ㎡	△	○	○	○
支　間				
＜ 40 m	○	×	○	○
＜ 60 m	○	△	×	○
＜ 100m	△	○	×	△
＞ 100m	×	○	×	×
支間の変化				
ほぼ等スパン	○	△	○	○
≦等スパン	○	○	×	○
桁下条件				
河川上	△	○	○	○
鉄道，道路上	×	○	○	○
制限なし	○	○	○	○
高さ＜20m	○	○	○	○
高さ＞20m	×	○	○	○
平面線形				
R＞150 m	○	○	○	○
R＜150 m	○	△	×	△
幅員の変化				
ほぼ等幅	○	○	○	○
不　等　幅	○	△	×	×
施工速度				
標　準	○	○	○	○
急　速0	△	○	△	○
天候の影響度	×	○	○	○
桁下空間の阻害度合	△	○	○	○
主桁断面				
箱桁等断面	○	○	△	○
箱桁変断面	○	○	×	×
中空スラブ	○	×	○	×
版　　桁	△	△	○	×
構造形式				
単純桁橋	○	×	○	△
連続桁橋	○	○	○	○
連続ラーメン橋	○	○	△	×
有ヒンジラーメン橋	×	○	×	×
Tラーメン橋	○	○	×	×
斜　張　橋	△	○	×	×
アーチ橋	△	△	×	×
トラス橋	○	○	×	△
吊床版橋	×	×	×	×

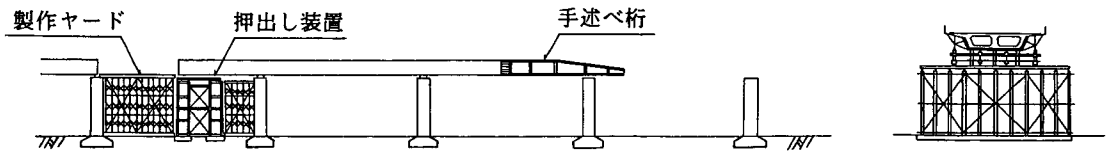
注）○適切　△検討の余地あり　×不適当

(3) 押出し架設

本工法は，端部橋脚の後方に設置した主桁製作台上で8～20mの主桁ブロックを製作し，順次主桁を連結しながら，前方へ押出していく架設工法である。

主桁製作台には，型枠装置，荷役設備，屋根等が設置されており，効率的な労務配置が可能である。架設時主桁の移動は各橋脚上に設置した押出し装置により行い，架設地点での作業はないため，桁下空間は全く侵さず，安全性の高い工法である。なお，架設中には主桁に作用する断面力が交番するため，これに対する補強ＰＣ鋼材が必要となる点に留意する必要がある。

本工法をモデル橋に適用した場合には支承のセットは主桁の架設が完了した後になる。



図－参7.29　押出し架設

7.6.3　支承の施工法の検討

(1) 免震装置の設置法

検討対象としたモデル橋は橋長1㎞と長く，主桁のクリープ，乾燥収縮による下部構造への影響が大きいと予想されるため，免震装置に予備せん断変形を与え，その影響を低減することとする。ここでは，免震装置の設置法として主に積層ゴム系の免震装置に予備せん断変形を与える方法について記述する。

1) 製作工場で与える方法

製作工場において，ジャッキ等により装置に予備せん断変形を与え，固定用治具により固定する。その後，現場に搬入，セットし，主桁施工完了後に，固定用治具を解放する。

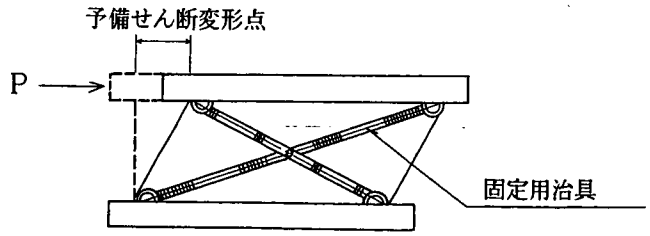
2) 現場で与える方法(1)

免震装置を下部構造に固定した後，橋脚上の反力台を用いて，ジャッキ等により予備せん断変形を与える。これを鋼棒等により固定し，主桁を施工する。主桁施工完了後に解放する。

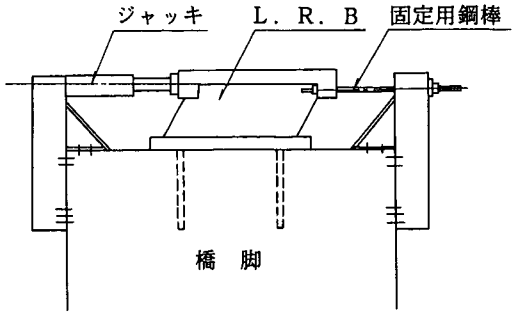
3) 現場で与える方法(2)

免震装置を下部構造に固定し，予備せん断変形を与えないで上部構造を施工する。上部構造を1径間あるいは，数径間施工後，ジャッキ等により上下部構造に相対変位を生じさせることによって，装置に予備せん断変形を与える。

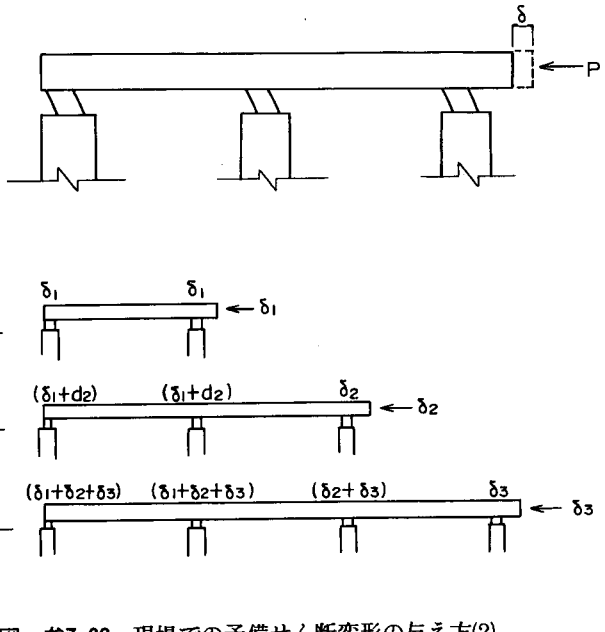
この変形量は，次の径間を成功するまでの間，鋼棒等によって保持しておき，さらに次の径間を施工後，相対変位を与える。このように順次変形量を増加させることによって，端部橋脚になるほど，装置の予備せん断変形量は大きくなり，主桁のクリープ，乾燥収縮による移動量の傾向と一致させることができる。



図－参7.30　製作工場での予備せん断変形の与え方



図－参7.31　現場での予備せん断変形の与え方(1)



図－参7.32　現場での予備せん断変形の与え方(2)

(2)　施工時の仮固定法

超多径間ＰＣ連続橋を施工する場合には，通常，主桁は分割施工され，その施工期間は長期に及ぶ。したがって，施工中に生じる主桁のクリープ，乾燥収縮，温度変化等により主桁移動量が大きくなり，打継目において，既設部分と支保工の間に相対変位が生じる。また，地震等の不測の外力作用によって施工中の主桁に損傷が生じる可能性もあることから，施工時には仮固定を施し，その安定性を図る必要がある。

施工時の仮固定方法について検討する場合には，以下の点に留意しなければならない。

①　仮固定を施した下部構造には，主桁のクリープ，緩衝収縮，温度変化によって不静定力が作用する。この不静定力によって，下部構造に有害な損傷を与えないように，固定支間長，固定期間について検討する。

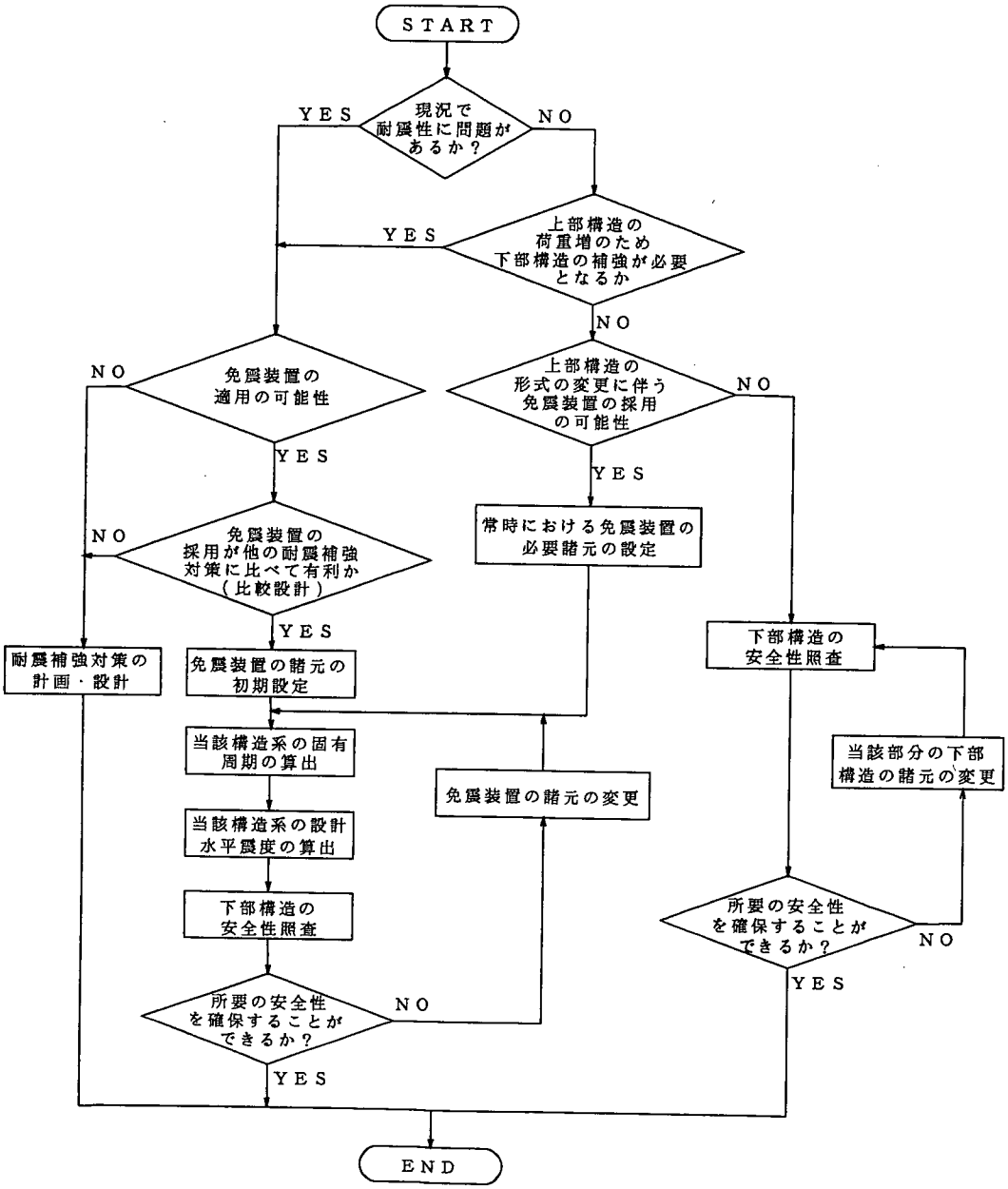
②　地震時には仮固定した下部構造に上部構造慣性力が集中するため，できるだけ分散させる必要があるが，①の理由により，むやみに仮固定箇所を増やすことはできない。したがって，下部構造の耐力を考慮して必要最小限の仮固定箇所を選定する。

仮固定の方法としては，支承本体に固定装置を組込む方法（クサビ沓，ＢＰ沓の移動制限装置を利用したもの）と支承以外の固定装置による方法（ケーブル，ストッパーを利用したもの）があるが，いずれの方法についても施工中の仮固定及び解放が容易に行えるよう工夫する必要がある。

参考資料－8　耐震補強に対する免震設計の適用性

8.1　免震設計を用いた耐震補強フロー

既設道路橋の耐震補強（上部構造の重量増に伴う下部構造の補強を含む）に免震設計を適用する場合の検討・照査の手順を図－参8.1に示す。



図－参8.1　免震設計を用いた耐震補強フロー

8. 2　免震設計を用いた耐震補強の特徴

免震設計を用いることにより既設道路橋の耐震補強ができるのは，以下の効果を有効に利用できる場合である。

① 免震装置の高減衰性能による慣性力の低減効果

② 構造系の変更による地震時水平力の分散効果

一般の耐震補強対策工法と比較すると，免震設計による耐震補強対策工法は表－参8. 1 に示す特徴を有する。

表－参8. 1　一般の耐震補強対策工法と免震設計を用いた耐震補強対策工法の特徴比較

	一般の耐震補強対策工法	免震設計を用いた耐震補強対策工法
原理	下部構造躯体や基礎の耐力を上げたり液状化による変状の発生を防止する。	免震装置の採用により，上部構造から下部構造に作用する慣性力の低減を図る
効果の確実性	作用外力に対して必要な強度を確保するものであるため，確実な効果がある。	構造系と地盤の固有周期の関連によって慣性力の低減効果が変化するので，検討を要する。 液状化などの周辺地盤の変状に対しては適用できない。
施工性 経済性	基礎の増強や液状化対策の実施は一般に大規模な工事になる。桁下空間を考慮した施工法や仮設のための用地確保が必要となる。 施工法によっては大規模となるために一般の工費は高くなる。	支承部の取り替えが主な工事となるため，特に用地や施工上の制約を受けることは少ない。 施工費は大規模な下部構造の耐震補強よりも低い。
周辺環境に与える影響	工事に伴う騒音・振動の発生に留意した施工計画を立案する必要がある。	比較的問題は少ない。

8. 3　既設道路橋に使用可能な免震装置

免震設計により耐震補強する際には，既設の支承を免震装置に取り替えなければならない。このため，新たに設置する免震装置には，新設橋と違っていくつかの構造上の制約条件が加えられる。表－参8. 2 は，免震装置に求められる構造特性および機能をまとめたものである。

表－参8. 2　既設橋梁に使用する際の免震装置の構造特性上の制約条件

制約条件	対処方針
各下部構造に分散できる慣性力に上限がある。	免震装置の等価剛性を調整し，各下部構造の耐力以下となるように桁の慣性力を分散する。
支承の設置スペースが限られる。	設置スペースに取り付け可能なコンパクトな免震装置を選ぶ。一般に，アイソレータとダンパーが別置きになっているタイプは使用できない。ただし，既存の支承に単にダンパーだけを増設できる場合はこの限りではない。

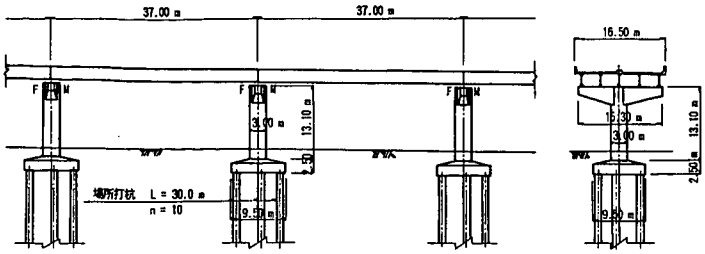
8. 4　耐震補強に対する免震設計の適用性

8. 4. 1　橋脚の補強に対する適用性

鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部において主鉄筋の定着長不足により地震時の安全性が不足するＡ橋と，鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力が不足するＢ橋に対して免震設計による耐震補強の適用性の検討を行った。検討結果をそれぞれ表－参8. 3 および表－参8. 4 に示す。

表－参8.3　鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（A橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：　単純鋼合成桁

橋長：　@37.0 m

橋幅：　16.5 m

重量：　595.1 tf

下部構造

橋脚：張出し式ＲＣ円柱
φ3000

基礎：場所打杭　φ1270

地盤種別：Ⅱ種

地域区分：A

重要度　：１級

②既設橋梁の耐震性

震度法レベルで、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の鉄筋応力度が許容値を超える。

安全率Ｓ＝0.92　＜ 1.0

③免震設計を用いた耐震補強の方法

免震設計の採用により震度法レベルで橋の減衰定数をｈ＞0.10とすると、

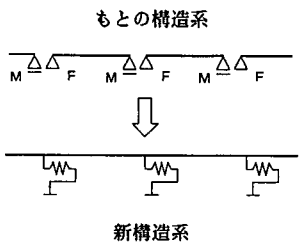
$c_E = 0.90$

免震橋の設計水平震度k_h'は、

$k_h' = c_E \times k_h$

$= 0.90 \times k_h$

耐震補強と同時に単純桁の連続化を行うことが有効。



④補強効果の算定

（　）内は安全率Ｓ

特性値		現況	免震化後
橋の特性値	T　(sec)	0.75	0.78
	h	－	0.136
	k_h	0.25	0.23
断面力	M　(tf/m)	2814	2605
	N　(tf)	923	923
応力度	σ_c　(kgf/cm²)	133　(1.02)	123　(1.10)
	σ_s　(kgf/cm²)	2916　(0.92)	2620　(1.03)

⑤免震装置

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いると、右のようなサイズになる。

平面寸法	425 x 425 mm
鉛プラグ	1 x φ104 mm
ゴム厚さ	10 mm x 10層

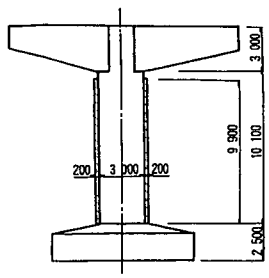
⑥免震設計を用いる場合の留意点

- 震度法レベルでの免震支承の設計変位u_B＝1.2cmは、温度による桁の伸縮量ｕ＝1.2 cmと同じ程度であり、既設の伸縮継手をそのまま使用できる可能性がある。
- 円形橋脚のため、必要に応じて、橋軸および橋軸直角の２方向について免震設計を行う必要がある。
- 単純桁の連続化を行うことが有効である。

⑦既存の耐震補強方法

鉄筋コンクリートあるいは鋼板による巻き立て工法が考えられる。

鉄筋コンクリート巻き立てによる補強の概要を以下に示す。



⑧工法比較

既存の方法の特徴

- 一般的な工種
- 交通閉鎖がない
- 基礎に余裕耐力が必要
- 一般的に安価

免震設計の特徴

- 仮設備が小規模
- 基礎の耐震性も同時に向上
- 伸縮継手を変更する場合には、一時的交通閉鎖が必要であるが、単純桁の連続化が同時に可能

⑨免震設計の適用性の評価

○

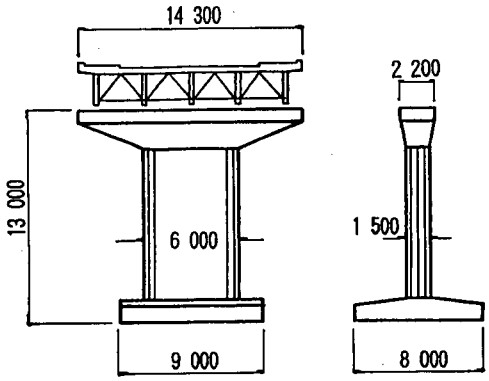
橋脚の耐震補強に限れば、施工性、経済性からＲＣ巻き立ての方が有利である。

ただし、本橋のような都市内高速道路橋の場合には、単純桁の連続化を図る必要性が高く、単純桁の連結工事を含めた免震装置の適用が有利になる。

また、基礎の耐力に余裕が無く橋脚断面の増加ができない場合にも、免震装置の適用が考えられる。

表－参8.4　鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力が不足する場合の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（B橋）

①一般図および構造概要



上部構造
- 形式：　単純鋼合成桁
- 橋長：　3 @ 38.7= 116.1 m
- 橋幅：　14.3 m
- 重量：　596.6 tf

下部構造
- 橋脚：張出し式小判形断面 RC橋脚
- 基礎：直接基礎

地盤種別：Ⅰ種

地域区分：A

重要度　：1級

②既設橋梁の耐震性

鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力（曲げ耐力）が不足する。

安全率 $S = 0.91 < 1.0$

③免震設計を用いた耐震補強の方法

免震設計の採用により、地震時保有水平耐力法レベルで橋の減衰定数を $h \geqq 0.12$ とすると、

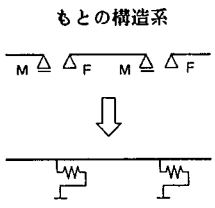
$c_E = 0.80$

免震橋の設計水平震度 k_h' は、

$k_{hc}' = c_E \times k_{hc}$

$= 0.80 \times k_{hc}$

耐震補強と同時に単純桁の連続化を行うことが有効



④補強効果の算定

特性値		現況	免震化後
橋脚の特性値	T (sec)	0.93	1.62
	h	−	0.122
	k_{hc}	0.70	0.51
	μ	2.53	2.53
	k_{he}	0.35	0.25
保有耐力	P (tf)	268	192
	Pa (tf)	244	244
	安全率 S	0.91	1.27

⑤免震装置

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いると、右のようなサイズになる。

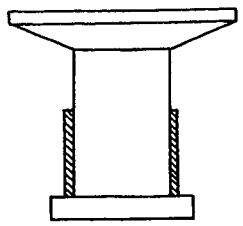
平面寸法	375 x 375 mm
鉛プラグ	1 x φ 92 mm
ゴム厚さ	9 mm x 10層

⑥免震設計を用いる場合の留意点

- 震度法レベルの免震支承の設計変位 $u_B = 1.1$ cmは、温度による桁の伸縮量 $u = 1.3$ cmより小さく、既設の伸縮継手をそのまま使用できる可能性がある。なお、地震時保有水平耐力法レベルの免震支承の設計変位は $u_B = 20.8$cmである。
- 橋軸直角方向については耐震性に問題はないため、移動制限装置を設けて免震化しない。

⑦既存の耐震補強方法

鉄筋コンクリート巻き立てによる補強が考えられる。補強の概要を以下に示す。



⑧工法比較

既存の方法の特徴
- 一般的な工種
- 交通閉鎖がない
- 基礎に余裕耐力が必要
- 河川内にある場合、仮締切り工が必要

免震設計の特徴
- 仮設備が小規模
- 伸縮継手を変更する場合には、一時交通閉鎖が必要だが、桁の連続化を図って、継ぎ手数を減らすことができる。
- 基礎の耐震性も同時に向上

⑨免震設計の適用性の評価



鉄筋コンクリート巻き立て工法の場合、仮設締切り工を必要とする。仮設工の規模にもよるが、免震設計を採用したほうが施工性・経済性で有利になる。

また、単純桁の連続化を図る場合にも、免震装置は有用である。

鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法としては，一般には，経済性および施工の容易さから鉄筋コンクリート巻き立て工法の方が有利になる場合が多いが，以下に示すような場合には，免震設計を用いた耐震補強が有利になる。

① A橋，B橋のような単純桁の連続する道路橋の場合で，車両の走行性の改善や維持管理の簡素化，周辺環境に与える影響を考慮し，単純桁の多径間連続化を図っていく場合。なお，免震装置を用いた単純桁の多径間連続化については，「参考資料－9　単純桁多径間連続橋に対する適用性」が参考にできる。

② B橋のように河川内の橋脚で仮設の締切り工を必要とする場合。

③ 基礎に耐力の余裕がなく，橋脚断面の増加ができない場合。

8.4.2　基礎の補強に対する適用性

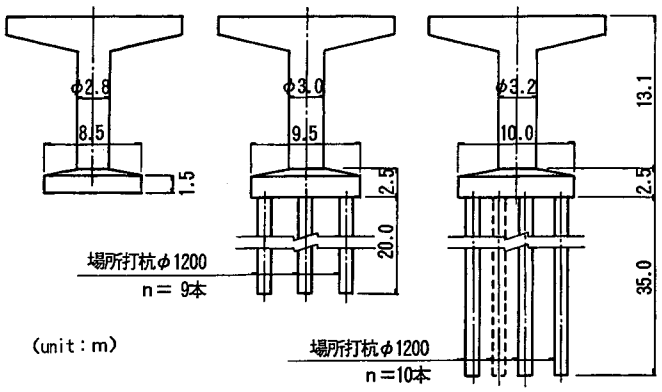
基礎の耐震補強への免震設計の適用性を，橋脚基礎杭の補強（C橋）および河床低下により地震時水平支持力が不足する橋脚ケーソン基礎の補強（D橋）に対して検討した結果を表－参8.5，表－参8.6に示す。

なお，基礎は地中もしくは水中にあるため，明らかな変状（たとえばD橋のような大きな洗掘）が現れてからその耐震性が問題になる場合が多い。したがって，その時点では補強すべき強度アップのレベルが大きい場合が多い。このような場合，免震設計と下部構造の強度を高める既存工法とを組み合わせて所定の補強効果を得るようにすれば，大掛かりとなりがちな既存工法の規模を適当な範囲に縮小することが可能となる。

8.4.3　地盤条件の違いが免震設計を用いた耐震補強に与える影響

地盤条件の違いが免震設計を用いた耐震補強の効果に与える影響について，8.4.1に示したA橋の鉄筋コンクリート橋脚をモデルに検討する。地盤種別はⅠ・Ⅱ・Ⅲ種の3種類とし，図－参8.2に示す下部構造モデルによって検討する。

まず，3種類の下部構造モデルに対し，支承部を固定と仮定して算出した橋の固有周期 T_0 および設計水平震度 k_h を表－参8.7に示す。設計水平震度に応じて橋脚断面および基礎構造を変えたために，下部構造全体の剛性が各モデルでほぼ等しくなり，下部構造の固有周期 T_0 は各モデルであまり差がない。

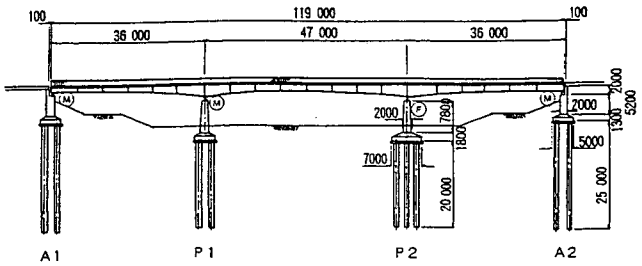


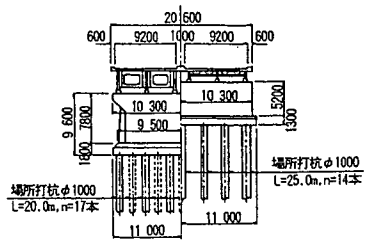
図－参8.2　地盤条件の違いを検討するための下部構造モデル

次に，それぞれの下部構造モデルに対し，地震時保有水平耐力法レベルでの固有周期 T_2 が1.2，1.4，1.6，1.8秒となるように設計した免震支承の寸法と橋の動的特性値を表－参8.8に示す。ここでは，鉛プラグ入り積層ゴム支承の例を示すが，高減衰積層ゴム支承等，他の免震装置を用いてもよい。表－参8.8に示した地盤種別，固有周期別の免震支承と橋の動的特性値を比較検討した結果は以下の通りである。

表－参8.5　橋脚基礎杭の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（C橋）

①一般図および構造概要





上部構造

形式：３径間連続鋼桁

橋長：36.0＋47.0＋36.0 m
＝ 119.0 m

橋幅：　20.6 m

重量：　2080 tf

下部構造

橋脚：ＲＣ小判形

基礎：場所打杭　φ1000

地盤種別：Ⅱ種

地域区分：A

重要度　：１級

②既設橋梁の耐震性の照査

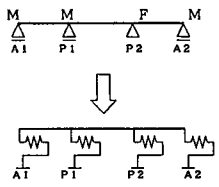
P_2 橋脚基礎杭の耐力不足

安全率 $S = 0.46 < 1.0$

③免震装置を用いた耐震補強の方法

- 橋の減衰定数hをh＞0.10とすると、
  $c_E = 0.90$
- 地震時水平力の分担割合を調整する
  $A_1 : P_1 : P_2 : A_2 = 1 : 3 : 5 : 1$

P_2 橋脚への上部構造からの作用地震力は、
0.90x0.50 ＝0.45倍
となる。



④補強効果の算定

特性値		現況		免震化後	
		P_2	P_1	P_2	P_1
T (sec)		0.66	0.35	0.52	
h		−	−	0.22	
k_H		0.25	0.25	0.23	
基礎への作用力	M (tfm)	6120	1400	3280	2410
	N (tf)	2370	2030	2370	2030
	H (tf)	860	330	545	422
杭体鉄筋の応力度	σ_s	5790	800	1840	2490
	σ_{sa}	2700	2700	2700	2700
	安全率S	0.46	3.37	1.45	1.08

⑤免震装置　鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた場合

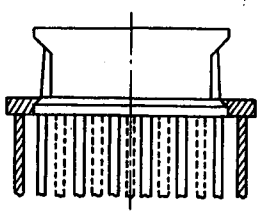
	A_1、A_2	P_1	P_2
平面寸法	350 x350mm	600 x600mm	650 x650mm
鉛プラグ	1 x φ75mm	4 x φ70mm	4 x φ85mm
ゴム厚さ	8 mm x15層	13mm x 5層	15mm x 4層

⑥免震設計を用いる場合の留意点

P_1 橋脚、橋台への分担地震力が増加するが、減衰による全体の地震力の減少と、水平力の分担比率を適当に設定することで対処する。分担水平力の増加する P_1 橋脚の照査結果も④に示した

⑦既存の耐震補強方法

増し杭工法が考えられる。
増し杭工法の補強の概要を以下に示す。



⑧工法比較

既存の方法の特徴
- 締め切りが必要
- 桁下空間の制約を受ける
- 工事が大掛かりとなり、工費が高くなりやすい

免震設計の特徴
- 河川増水期でも作業可能
- 伸縮継手を変更する場合、一時交通遮断
- 橋脚の耐震性も同時に向上

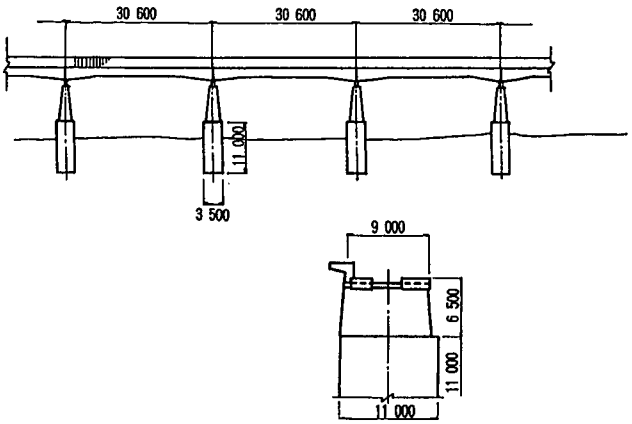
⑨免震設計の適用性の評価



免震設計の適用性があり、耐震補強への採用も十分に考えられる。

表－参8. 6　橋脚ケーソン基礎の耐震補強に免震設計を適用する場合の検討（D橋）

①一般図および構造概要



上部構造

形式：単純鋼鈑桁

橋長：2023.8＋11030.8
＝ 385.0 m

橋幅：　8.0 m

下部構造

橋脚：小判型ＲＣ橋脚

基礎：小判型ケーソン

地盤種別：Ⅱ種

地域区分：A

重要度　：1級

②既設橋梁の耐震性の照査

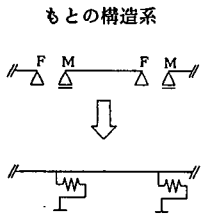
河床低下によりケーソン基礎の根入れが減少

ケーソン前面支持地盤の
水平支持力に対し、　安全率Ｓ＝0.92　＜ 1.0

③免震設計を用いた耐震補強の方法

免震設計の採用により震度法レベルで橋の減衰定数を
$h > 0.10$とすると、
$c_E = 0.90$
免震橋の設計水平震度k_h'は
$k_h' = c_E \times k_h$
$= 0.90 \times k_h$

耐震補強と同時に単純桁の連続化を行うことが有効。



④補強効果の算定

特性値		現況	免震化後
T　(sec)		0.55	0.72
h		－	0.26
k_H		0.25	0.23
ケーソン作用の力	M　(tf·m)	970	892
	N　(tf)	573	573
	H　(tf)	143	132
前面水平盤反力	p　(tf/m²)	9.4	8.4
	p_a　(tf/m²)	8.6	8.6
	$S = p_a / p$	0.92	1.03

⑤免震装置

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いると、右のようなサイズになる。

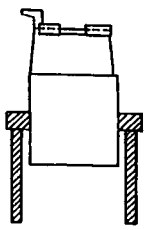
平面寸法	500 x 500 mm
鉛プラグ	1 x φ125 mm
ゴム厚さ	12 mm x10 層

⑥免震設計を用いる場合の留意点

- 洗掘防止のための根固め工の施工は不可欠である。
- 単純桁の連続化を同時に行うこともできる。

⑦既存の耐震補強方法

増し杭・根固め
補強工の概要を以下に示す。



⑧工法比較

既存の方法の特徴
- 交通閉鎖がない
- 桁下空間の制限を受ける
- 工法選定に地盤条件の影響を受ける

免震設計の特徴
- 河川増水期でも作業可能
- 伸縮継手を変更する場合、一時交通閉鎖
- 橋脚の耐震性も同時に向上
- 地盤の影響を受けない。
- 締め切り工が不要。

⑨免震設計の適用性の評価



根固め工法を併用して免震設計の適用が考えられる。
また、耐震補強と同時に単純桁の連続化を図ることも免震設計を適用すると可能である。

表－参8. 7　下部構造の固有周期および設計水平震度

地盤種別	震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	固有周期 T_0 (sec)	設計水平震度 k_h	固有周期 T_0 (sec)	設計水平震度 k_{hc}
Ⅰ種	0.64	0.20	0.82	0.70
Ⅱ種	0.73	0.25	0.86	0.85
Ⅲ種	0.68	0.30	0.79	1.00

表－参8. 8　免震支承の諸元と橋の動的特性

地盤種別	支承寸法		地震時保有水平耐力法レベル			震度法レベル		
	$a\times b\times\Sigma t$ (mm)	鉛プラグ (mm)	T_2 (sec)	h_2	k_{hc}	T_1 (sec)	h_1	k_{hc}
Ⅰ種	430×430× 60	1-φ90	1.20	0.087	0.70	0.72	0.107	0.18
	430×430×100	1-φ92	1.40	0.105	0.63	0.76	0.110	0.18
	400×400×130	1-φ91	1.61	0.130	0.51	0.84	0.137	0.18
	400×400×207	1-φ90	1.81	0.160	0.41	0.97	0.168	0.18
Ⅱ種	450×450× 77	1-φ104	1.22	0.123	0.68	0.72	0.123	0.23
	450×450×120	1-φ105	1.41	0.133	0.68	0.76	0.127	0.23
	450×450×162	1-φ104	1.58	0.135	0.68	0.82	0.144	0.23
	480×480×319	1-φ104	1.79	0.165	0.55	0.96	0.163	0.23
Ⅲ種	480×480× 96	1-φ114	1.21	0.132	0.80	0.67	0.124	0.27
	480×480×143	1-φ114	1.40	0.138	0.80	0.72	0.133	0.27
	480×480×220	1-φ113	1.62	0.156	0.70	0.81	0.155	0.27

(1)　免震装置

免震支承の断面積は，地盤種別がⅠ種からⅢ種になり，設計水平震度が大きくなるほど大きくなる。また，固有周期 T_2 （地震時保有水平耐力法レベル）を長くするほど支承高さは高くなる。したがって，支承体積は固有周期を長くするほど大きくなるが，図－参8. 3に示すように，Ⅰ種，Ⅱ種地盤で T_2 ＝ 1.6秒，Ⅲ種地盤で T_2 ＝1.4秒を超えると急増する。

(2)　免震支承の設計変位

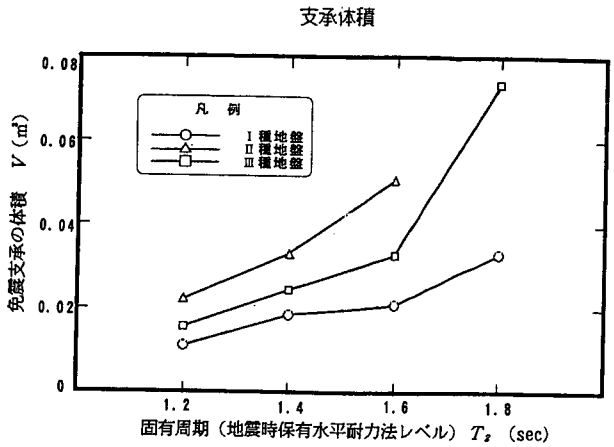
図－参8. 4に示すように，固有周期 T_2 が長いほど，また，地盤条件が悪いほど免震支承の設計変位は大きくなる。震度法レベルの免震支承の設計変位は，Ⅰ種，Ⅱ種地盤では T_2 ＝1.6秒，Ⅲ種地盤で T_2 ＝1.4秒までは温度変化による桁の伸縮量（1.3 cm）とほぼ同程度の値であるが，それ以上固有周期 T_2 が長くなると急増する。

(3)　橋の減衰定数

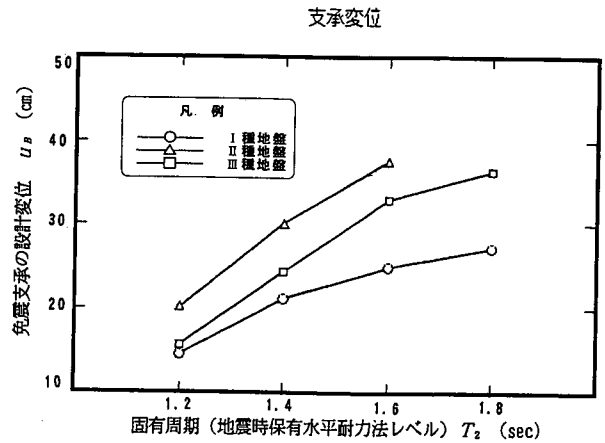
橋の減衰定数は，図－参8. 5に示すように，固有周期 T_2 が長くなったり，地盤種別がⅠ種地盤からⅡ種地盤，Ⅲ種地盤となると大きくなる。これは，免震支承の等価剛性が下部構造の剛性に比べて小さくなる程，免震支承のエネルギー分担率が大きくなり，免震支承の減衰性能が高まるためである。

(4)　設計水平震度

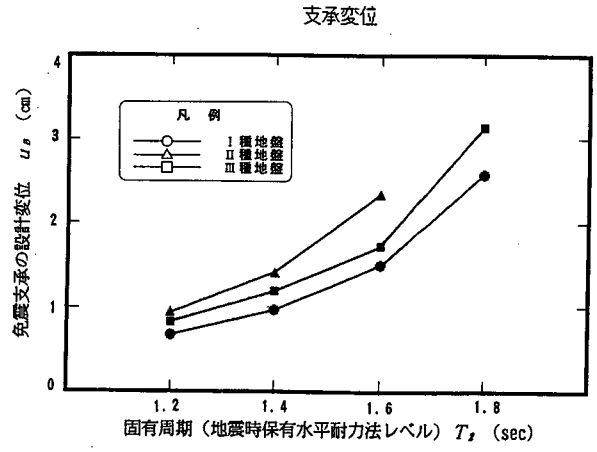
免震橋の設計水平震度 k_h と表－参8. 7に示した一般橋の設計水平震度 $\tilde{k}_h$ との比 $k_h/\tilde{k}_h$ を図－参8. 6に示す。地震時保有水平耐力法レベルでは，Ⅰ種地盤の T_2 ＝1.6秒，1.8秒およびⅡ種地盤の T_2 ＝1.8 秒の場合には，減衰性能の向上によると同時に，長周期化にともなって設計水平震度が低減される。また，Ⅰ種地盤の T_2 ＝1.2秒では，橋の減衰定数が0.10以下となったため，設計水平震度は低減されていない。



図－参8. 3　固有周期 T_2 と免震支承の体積 Vの関係

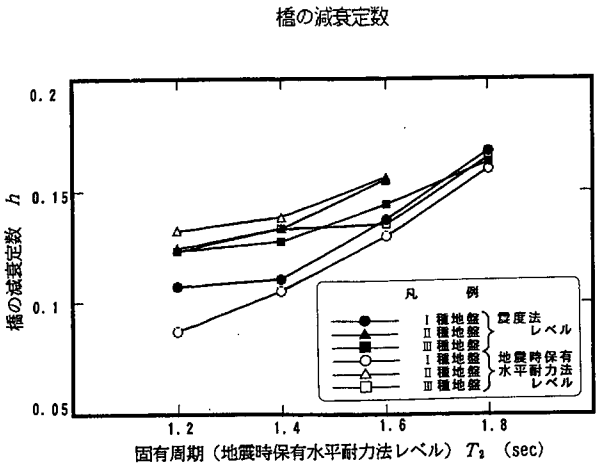


(a)　地震時保有水平耐力法レベルの免震支承の設計変位　u_B

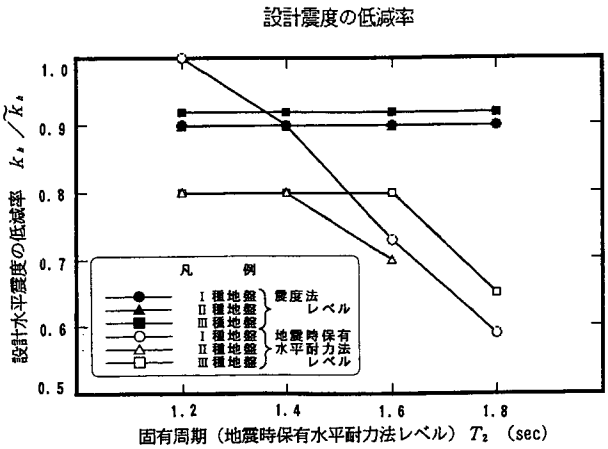


(b)　震度法レベルの免震支承の設計変位　u_B

図－参8. 4　固有周期 T_2 と免震支承の設計変位 U_B の関係



図－参8.5　固有周期 T_2 と橋の減衰定数 hの関係



図－参8.6　固有周期 T_2 と設計震度の低減率 $k_h / \tilde{k}_h$ の関係

(5)　固有周期の設定

橋の減衰定数を大きくして設計水平震度を低減するためには，免震支承がある程度変形する必要があり，このためには，ある程度以上の固有周期を設定しなければならない。しかし，固有周期を長くしすぎると，免震支承の設計変位が大きくなるとともに，支承の寸法も大きくなる。また，減衰定数がある程度以上に大きくなると設計水平震度の低減効果が頭打ちとなる。したがって，免震効果と既設橋への影響を考慮して適切に固有周期を設定する必要がある。

本モデルの場合には，Ⅰ種・Ⅱ種地盤では T_2 ＝1.6秒程度，Ⅲ種地盤では T_2 ＝1.4秒程度が適当である。これは，下部構造の固有周期 T_0 の約２倍程度に相当する。

参考資料－9　単純げたの多径間連続化に対する免震設計の適用性

9.1　単純げたの連続化に関する実績

近年，伸縮装置に起因する交通振動，騒音の低減や走行性の向上，維持補修の改善などを目的として，既設の単純げた橋を連続構造形式に変更する工事が増加しつつある。いわゆるノージョイント化である。単純げたを相互に連結し連続構造にすると，けた端部の温度変化による伸縮量が増大するが，この影響を下部構造に及ぼさないようにするため，通常の場合，可動・固定の組合せからなる既設の鋼製支承に代えてゴム系の支承が用いられる。ゴム系の支承を用いると，地震時の上部構造慣性力の分散も可能となるが，下部構造の剛性に大きな差があると，分散される慣性力の比率に差が生じ，部分的に下部構造の設計地震力が当初のそれを上回る場合がある。また，ゴム系の支承は水平剛性が小さいため，地震時の変位が増大し，けた端部の遊間がそれに対応できなくなる場合も考えられる。このような問題を解決する手段として，減衰性能の大きい免震支承の適用が考えられる。表－参9.1に，これまでに免震支承を用いて行なわれたノージョイント化工事の概要を示す。

9.2　単純げたの連続化に対する免震設計の適用

9.2.1　免震設計フロー

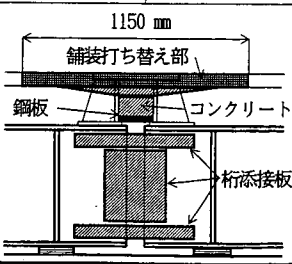
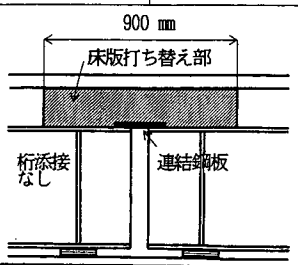
単純げたの連続化に対して免震設計を適用する場合の一般的な設計フローを図－参9.1に示す。

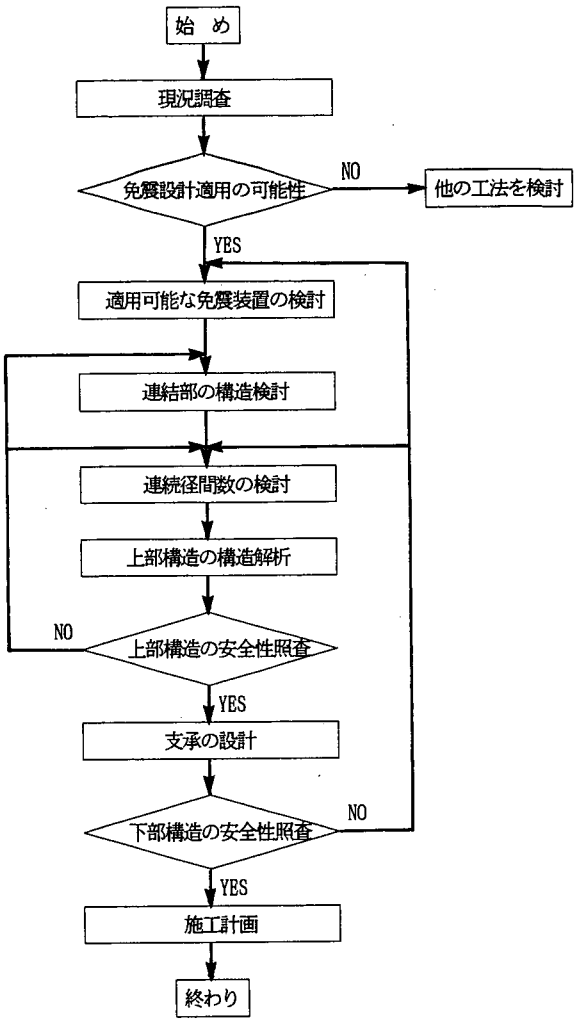
9.2.2　単純げたの連続化に対する免震設計

(1)　現況調査

支承部および連結部の構造を検討する上で，支承および支承部周辺の橋の構造を充分に把握しておくことが重要である。表－参9.2は，現況調査における一般的な調査事項を示したものである。

表－参9.1　単純げたの連続化に関する実績

施　主		阪神高速道路公団		首都高速道路公団	
路線名		阪神高速守口線		首都高速7号線	
既設橋の概要	橋の形式	鋼単純合成桁	鋼単純合成桁	鋼単純合成桁	鋼単純合成桁
	支間長	45.0 m	30.0 m	40.0 m	37.0 m
	支承形式	高力黄銅支承板	高力黄銅支承板	高力黄銅支承板	高力黄銅支承板
	伸縮装置形式	鋼製くし型	鋼製くし型	ゴムジョイント	ゴムジョイント
連結構造の概要	連続径間数	2	3	3	3
	連結部の構造				
	支承設計反力	158 tf	100 tf	111 tf	105 tf
	免震支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）		鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）	
備　考		ジョイントに打設したコンクリートと舗装の間に防水シートが敷設されている		打ち替え部の床版は、既設床版の鉄筋とラップする鉄筋で補強されている	



図－参9. 1　単純げたの連続化における免震設計フロー

表－参9. 2　現況調査項目

構造部分	調　査　項　目
上部構造	橋面－舗装厚，床版厚，伸縮装置の構造 けた－主げた間隔，主げた本数，主げたの断面形状，下部構造縁端距離，けたの遊間，横げたの構造，ソールプレートの形状，発錆状況
下部構造	橋座幅，無収縮モルタルの幅および厚さ，アンカーボルトの配置，橋座周辺の健全度
支　承	形式，形状，アンカーボルトの径および材質，アンカーボルトの健全度

(2) 免震設計適用の可能性

基本的には，新橋に免震設計を適用する場合と同様の検討が必要である。

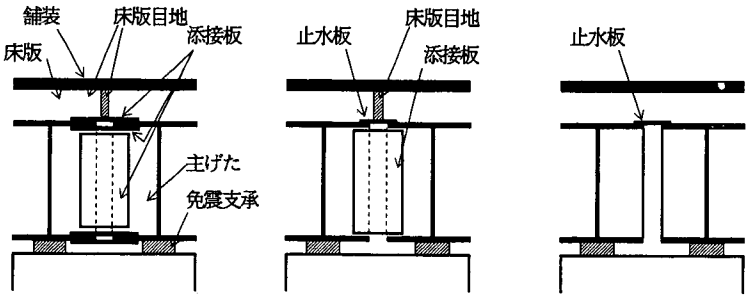
(3) 連結部の構造検討

現在までに採用された連結部の構造としては，図－参9. 2に示す3種類がある。

剛結構造とは，主げたの全強連結を行う構造である。床版の連結には，目地材をはさんで前後を分離する構造と補強鉄筋を挿入して完全に連結する構造がある。

部分連結構造とは，主げたの腹板のみを添接し，連結部に主げた剛性の1／5から1／10程度の剛性を与える構造である。部分連結構造にも，床版の目地材を挿入する構造と完全に連結する構造がある。

床版連結構造は，補強鉄筋を挿入して床版を完全に連結する構造で，この場合は一般的にけたの連結は行なわない。



図－参9. 2　連結部の構造

(4) 連続径間数の検討

連続径間数を設定する際に考慮しなければならない事項は以下の通りである。

1) 温度変化によるけたの伸縮量

連続化に伴い温度変化によるけた端部の伸縮量が増大するため，連続径間数（連結されるけたの総延長）は，既設のけた遊間によって制約される。

2) けたの伸縮に伴う下部構造の水平力

けた長の増大に伴い，温度変化によって下部構造に作用する水平力も増大し，当初の設計で考慮されている水平力を上回る可能性もあるので注意を要する。

(5) 上部構造の安全性照査

単純げたを連結して連続構造にすると，活荷重によるけたの断面力および支点反力が単純げたの場合と異なってくる。また，連続構造に生じる断面力や支点反力は，連続部のけたの剛性や支承のばね定数によっても変化する。したがって，連結部の構造を選定する際には，構造解析により主構造の安全性を確認しておくことが必要である。

(6) 下部構造の安全性照査

単純げたを連結して連続構造にすると，各下部構造の地震時の慣性力の分担が異なってくる。このため，連続構造系における下部構造の安全性を照査することが必要である。

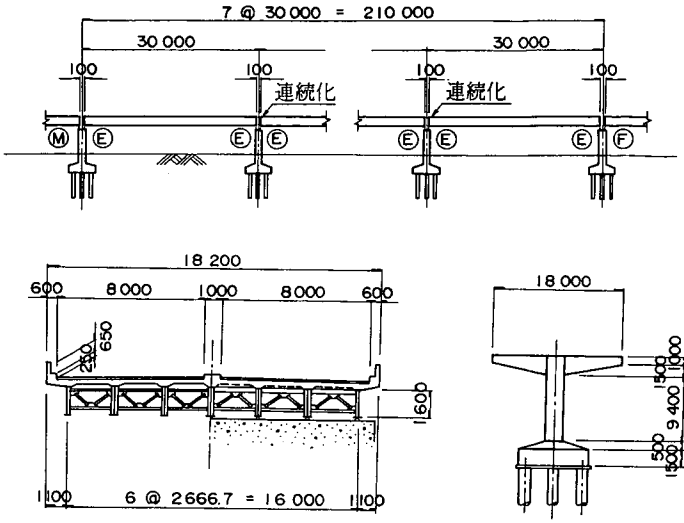
9. 3 試設計

支間長30cmの鋼単純合成けた橋をモデルケースに試設計を行う。

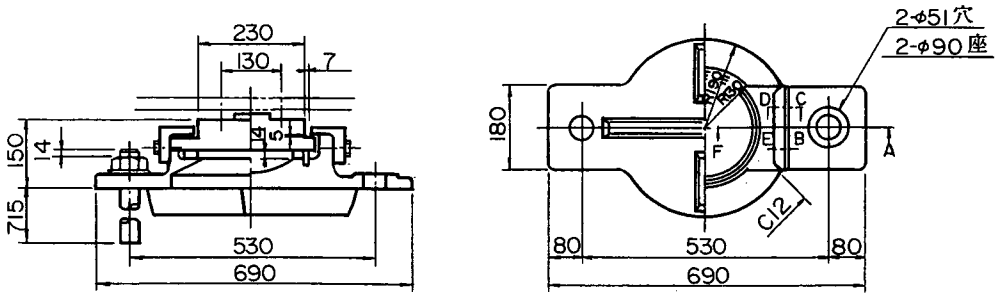
(1) 既設橋の概要

1) 既設橋の構造および既設の支承構造

既設橋の構造および既設の支承構造を，図－参9. 3および図－参9. 4にそれぞれ示す。



図－参9. 3　既設橋の構造



図－参9. 4　既設の支承（標準反力75tf用高力黄銅支承板支承）

2)　支承の設計反力

支承の設計反力は表－参9. 3 に示す通りである。

表－参9. 3　既設橋支承の設計反力

荷重反力	外げた	中げた
死荷重反力	54. 0tf	38. 7tf
活荷重反力	26. 2tf	31. 2tf
合　計	80. 2tf	69. 9tf
上部構造重量	605. 8tf	

3)　温度変化によるけたの伸縮量

伸縮けた長１ｍ当たりの温度変化によるけたの伸縮量は，以下の通りである。

$$\delta_T = \pm \alpha \cdot t \qquad (参9.1)$$

$$= \pm 1.2 \times 10^{-5} \times 30 \times 10^3 = \pm 0.36 \ (mm)$$

ここに，

δ_T ：伸縮けた長１ｍ当たりの温度変化によるけたの伸縮量（mm）

α ：鋼げたの線膨張係数（$=1.2\times10^{-5}$）

t ：温度変化（$=\pm30℃$）

4) けたの回転角による支承の水平変位

けたの回転角（＝1／150）による支承の水平変位は，以下の通りである。

$$\delta_R = \frac{2}{3} \cdot H_w \cdot \theta \qquad (参9.2)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1600 \times \frac{1}{150} = 7.1\ (mm)$$

ここに，

δ_R ：けたの回転角による支承の水平変位（mm）

H_w ：腹板高さ（＝1600mm）

θ ：けたの回転角（＝1／150）

5) 設計水平震度（震度法レベル）

k_h ＝0.25

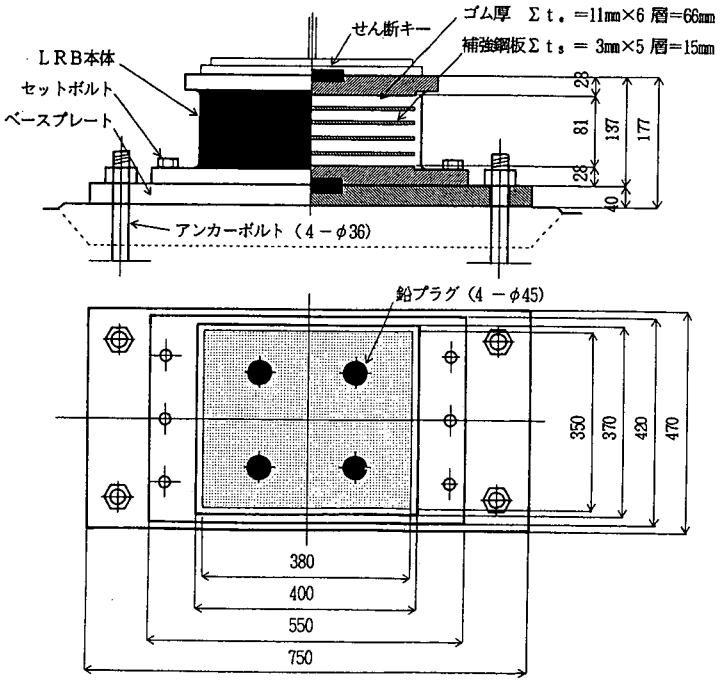
地域区分　A区分

地盤種別　Ⅱ 種

重 要 度　1 級

(2) 支承構造

既設の支承には，図－参9.4に示したような日本道路協会の標準型の高力黄銅支承板支承（標準反力75tf用ＢＰＡ支承）が使用されている。既設の支承の高さは 150mmであるが橋脚天端との間に高さ調整のための無収縮モルタルが30mmあり，免震支承の高さとしては 180mmまで許される。図－参9.5および表－参9.4は想定される免震支承の構造を示したものである。免震装置としては，アイソレーターとダンパーが一体となった鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）や高減衰積層ゴム支承（ＨＤＲ）が有効である。ここでは，ＬＲＢを用いた計算例を示すが，ＨＤＲを用いた場合も基本的に同じである。ゴム本体の平面形状は350×400mm（設計寸法としては内部鋼板の寸法330×380mmを考慮），支承全高は 173mmである。支承の全高から鋼板の全厚を差し引いたゴムの純全厚



図－参9.5　免震支承（ＬＲＢ）の構造図

表－参9. 4　免震支承（ＬＲＢ）の形状・特性

特性値	記号	単位	設計値
平面寸法	$A \times B$	mm	□370×400
設計寸法	$a \times b$	mm	□350×380
ゴム厚	Σt_e	mm	11mm×6層＝66
ゴム支圧面積	A_R	cm²	1266
鉛プラグ断面積	A_P	cm²	63.6
ゴムのせん断弾性係数	G	kgf/cm²	10.0
形状係数	S		7.88
積層ゴムの鉛直剛性	K_V	tf/mm	79.0
水平剛性（ゴムのみ）	K_H	tf/m	191.8

は65mmである。アンカーボルトとして，既設のアンカーボルトを使用することも考えられるが，本ケースでは，既設のアンカーボルトが支承の回転軸線上に左右２本しかなく，このままでは免震支承の変形時にベースプレートが反り上がる可能性があること，可動支承のアンカーボルトが細く地震時の水平力に耐えられない可能性があること等から，アンカーボルトは新たに設置することとした。

(3)　連続径間数

温度変化によるけたの伸縮量から定められる連続径間数は以下の通りである。

1)　ゴム厚から許される支承変位

$$\delta_a = 0.7 \Sigma t_e \qquad (参9.3)$$
$$= 0.7 \times 65 = 45.5 \ (\text{mm})$$

ここに，

δ_a　：ゴム厚から許される支承変位（mm）

Σt_e　：ゴム総厚（＝65mm）

2)　温度変化による変位の許容値

$$\delta_{Ta} = \delta_a - \delta_R \qquad (参9.4)$$
$$= 45.5 - 7.1 = 38.4 \ (\text{mm})$$

ここに，

δ_{Ta}：*温度変化による変位の許容値*

δ_R　：けたの回転角による変位（＝7.1mm）

3)　最大伸縮けた長

$$\ell = \frac{\delta_{Ta}}{\delta_T} \qquad (参9.5)$$
$$= \frac{38.4}{0.36} = 106.7 \ (\text{m})$$

ここに，

ℓ　：最大伸縮けた長（m）

δ_T　：けた１m当たりの温度変化による伸縮量（＝0.36mm）

4)　連続可能径間数

$$n = \frac{2 \cdot \ell}{L} \qquad (参9.6)$$
$$= \frac{2 \times 106.7}{30.0} = 7.1 \longrightarrow 7 \text{径間}$$

ここに，

n：連続可能径間数

L：支間長（＝30.0m）

7径間連続とした場合の温度変化およびけたの回転による支承の変位は以下の通りである。

$$\delta = \frac{n \cdot L}{2} \cdot \delta_T + \delta_R \qquad \text{(参9. 7)}$$

$$= \frac{7 \times 30.0}{2} \times 0.36 + 7.1 = 45 \ (\text{mm})$$

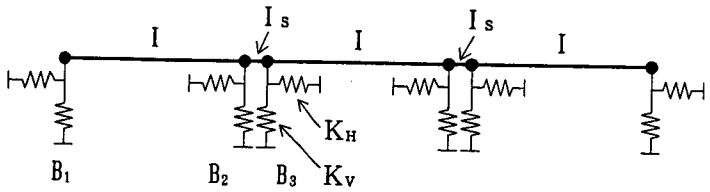
ここに，

δ：7径間連続とした場合の温度変化およびけたの回転による支承の変位（mm）

けた端部の遊間は 100mmであるので，45mmの変位に十分対応できる。したがって，本橋の可能連続径間数は7径間である。以下に，7径間を連続とした場合の検討結果を示す。

(4) 連結部の構造

図－参9. 2に示した3種類の連結構造に対して，図－参9. 6に示す条件を与えて活荷重（TL－20）に対する上部構造の構造解析を行う。



図－参9. 6　上部構造の構造解析モデル

表－参9. 5　連結構造の構造解析条件

特　性　値	記号	単位	(a) 剛　結	(b) 部分連結	(c) 床版連結
主げたの断面二次モーメント	I	m⁴	0.110	同　左	同　左
連結部の断面二次モーメント	I_s	m⁴	0.110	0.011	0.003
免震支承の鉛直剛性	K_V	tf/m	342×10^3	同　左	同　左
免震支承の等価剛性（水平方向）	K_H	tf/m	1.265	同　左	同　左
備　考			けた，床版とも全強連結	床版およびけた腹板連結	床版のみ連結

構造解析により得られた支承反力を表－参9. 6に示す。構造解析結果をまとめると以下のようになる。

(a) 連結部の剛性が鉛直反力に与える影響は，B_2 支点でわずかに見られるが，他の支点では極めて小さい。

(b) 最大鉛直反力は，いずれのケースの場合にも B_2 支点に発生する。

(c) B_2 支点の反力は，連結部の剛性が大きいほど大きい。B_2 支点で見ると，単純支持の場合と比較した活荷重反力は，外げたで＋55%（＋14.3tf），中げたで＋72%（＋22.5tf）増大している。合計反力で見ると，単純指示の場合と比較して，外げたの中げたの差が小さくなっている。また，水平反力は，連結部の剛性が大きくなるほど小さくなる。

表－参9. 6　連結後の鉛直反力および水平反力（tf）

けた位置	死荷重反力	着目支点	(a) 剛結		(b)部分連結		(c)床版連結	
			R_1	ΣR	R_1	ΣR	R_1	ΣR
外げた	54.0	B_1	21.6	75.6	21.9	75.9	22.3	76.3
		B_2	40.5	94.5	38.6	92.6	35.8	89.8
		B^3	31.8	85.8	32.4	86.4	32.5	86.5
中げた	38.7	B_1	28.6	67.3	29.1	67.8	29.7	68.4
		B_2	53.7	92.4	51.3	90.0	47.5	86.2
		B^3	42.2	80.9	43.0	81.7	43.1	81.8
支承水平反力		B_1	0.20		0.21		0.23	
		B_2	0.13		0.16		0.20	
		B^3	0.12		0.13		0.17	

注）　1.　R_1 は，活荷重による連結後の鉛直反力を示す。
　　2.　ΣRは，活荷重による連結後の鉛直反力R_1と死荷重反力との和を示す。

本検討では，以下の理由により(b)部分連結構造を採用することとする。

(a)　鉛直反力は，剛結構造の場合と比較して小さい。

(b)　主げたの一部を連結することにより，地震時の橋軸方向水平力をより確実に伝達させることができる。

(c)　けたの添接板が落橋防止構造を兼ねることができる。

(5)　常時荷重に対する免震支承の照査

常時荷重に対する免震支承の照査結果を表－参9. 7 に示す。

表－参9. 7　常時荷重に対する免震支承の照査結果

特性値		単位	B_1 支点	B_2 支点	B_3 支点
支承設計反力		tf	75.9	92.6	86.4
水平変位		mm	45.0	27.0	27.0
有効支圧面積		kgf/cm²	1095	1164	1164
支圧応力度		——	69.3≦80.0	79.6≦80.0	74.2≦80.0
局部ひずみ	圧縮	——	0.96	1.17	1.09
	回転	——	0.33	0.22	0.22
	水平変位	——	0.69≦0.70	0.52≦0.70	0.52≦0.70
	合計	——	1.98≦2.00	1.91≦2.00	1.83≦2.00

注）　1.　支承形状は，図－参9. 5 参照のこと
　　2.　計算方法は，第4章・積層ゴム支承の設計による
　　3.　けたの回転角は，B_1 支点で1/200，他の支点で1/300とする
　　4.　許容局部ひずみは次式による

(6)　地震荷重に対する免震支承の照査

地震荷重に対する免震支承の照査結果を表－参9. 8 に示す。なお，表－参9. 8 は，一橋脚（支承数が14）当たりの照査結果を示したものである。

表－参9. 8　地震荷重に対する免震支承の特性および照査

特性値		記号	単位	震度法レベル	地震時保有水平耐力レベル
上部構造重量		W	tf	605.8	605.8
設計水平震度		k_h	—	0.23	0.68
上部構造慣性力		F	tf	139.3	411.9
最大せん断ひずみ		γ_{mx}	—	0.224	2.223
設計変位		u_{mx}	cm	1.476	14.67
実効変位		u_e	cm	1.033	10.27
免震支承の等価剛性		K_B	tf/m	11,895	2,965
免震支承の等価減衰定数		h_B	—	0.278	0.149
橋脚の剛性		K_P	tf/m	20,000	12,000
連成剛性		K	tf/m	7,459	2,378
橋の固有周期		T	sec	0.57	1.01
橋の減衰定数		h	—	0.193（c_B =0.9）	0.129（c_B =0.8）
最大死荷重反力		R_d	tf	54.0	54.0
有効支圧面積		A_{Re}	cm²	1,210	709
局部ひずみ	圧縮	γ_c	—	0.73	1.24
	水平変位	γ_s	—	0.22≦0.15	2.22≦2.50
	合計	$\Sigma\gamma$	—	0.95≦2.78	3.46≦4.17

注）　1.　設計水平震度の算定は，「3. 2　震度法に用いる設計水平震度」および「3. 3　地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度」による

2.　支承の特性の算定は，「3. 4. 2　免震支承の等価粘性減衰定数剛性および等価減衰定数」および「4. 3. 2　鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性」による

3.　支承と橋脚の連成剛性は，次式により算定する

$$K=\frac{1}{1/K_B+1/K_P} \qquad (参9.\ 8)$$

4.　橋の固有周期は，次式により算定する

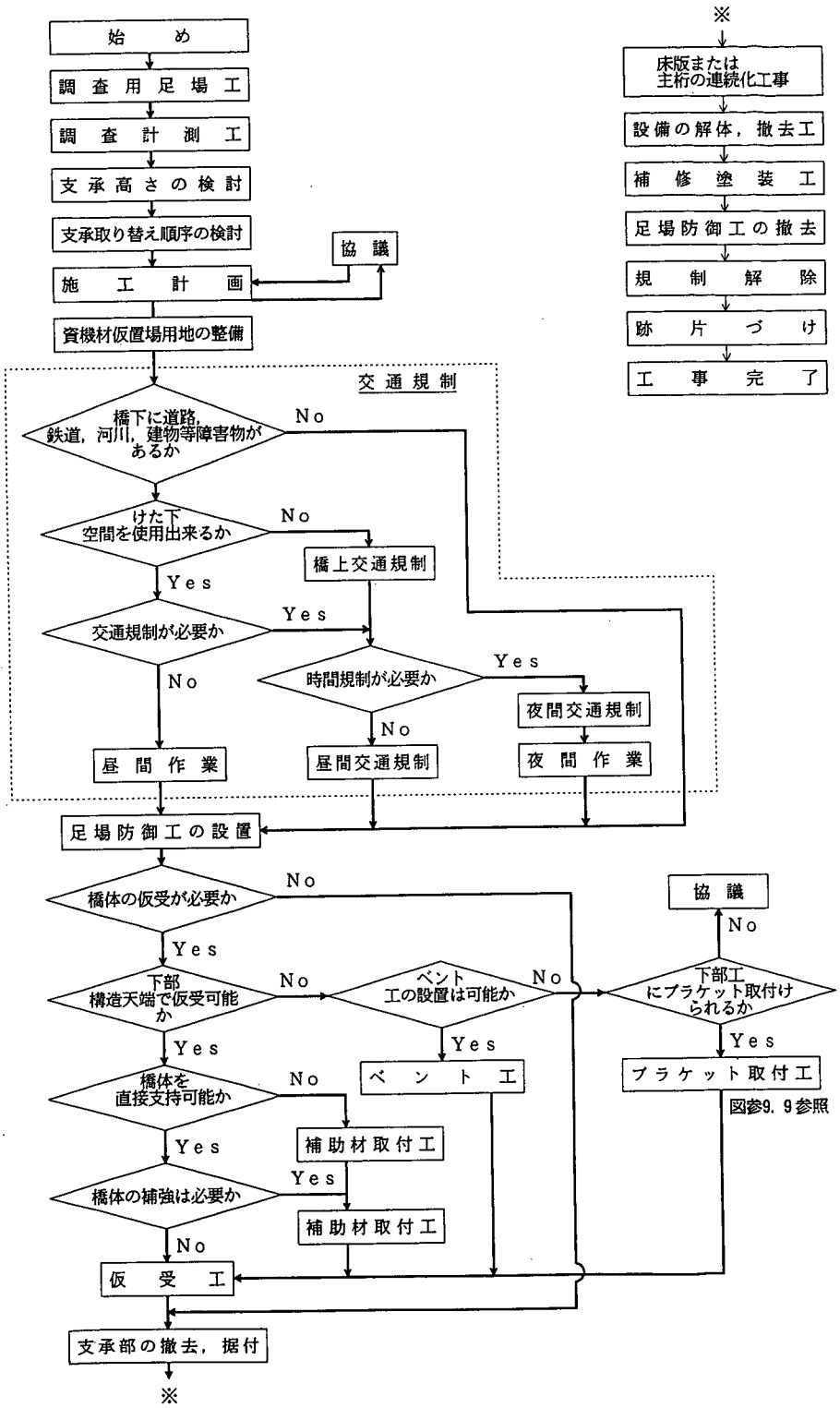
$$T=2.01\sqrt{W/K} \qquad (参9.\ 9)$$

5.　橋の等価減衰定数の算定では，基礎の減衰を無視し，橋脚の減衰定数（=0.05）のみを考慮した。

9. 4　施工方法

(1)　連続構造化の施工フロー

既設単純げたの連続化における一般的な施工フローを図－参9. 7に示す。

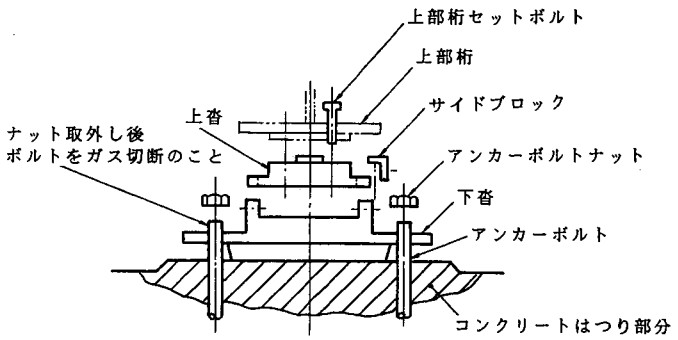


図－参9．7　既設単純げたの連続構造化による一般的な施工フロー

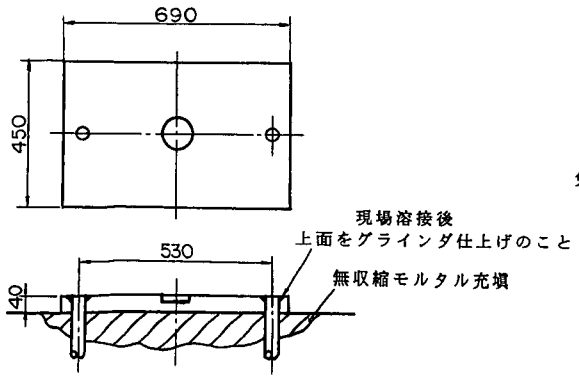
(2) 支承の取換え方法

支承の取換え方法の一例として，既設の高力黄銅支承板支承（ＢＰ支承）を免震支承（積層ゴム系免震支承）に取り替える場合の一般的な方法を以下に示す（図－参9. 8参照）。

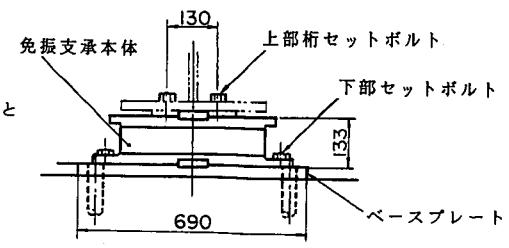
① 既設の上沓セットボルトを外し，上沓をけたから切り離す
② けたをジャッキアップする（けたのジャッキアップ操作の一例として，仮受けブラケット方式による方法を図－参9. 9に示す）
③ サイドブロックを取り外し，上沓を撤去する
④ アンカーボルトのナットを取り外し，アンカーボルトの上端部を切断する
⑤ 支承周辺のコンクリートをはつる
⑥ 下沓を撤去する
⑦ アンカーボルトの位置にあらかじめ孔を空けたベースプレートを所定の位置にセットする
⑧ 既設のアンカーボルトとベースプレートを現場溶接する
⑨ ベースプレート下面に樹脂モルタルを注入する
⑩ 溶接部を仕上げ，ベースプレート上面を滑らかにする
⑪ ベースプレート上に免震支承を設置し，ボルトで固定する
⑫ けたをジャッキダウンし免震支承に固定する
⑬ 防錆措置を施し完了する



（ａ）既設支承の撤去

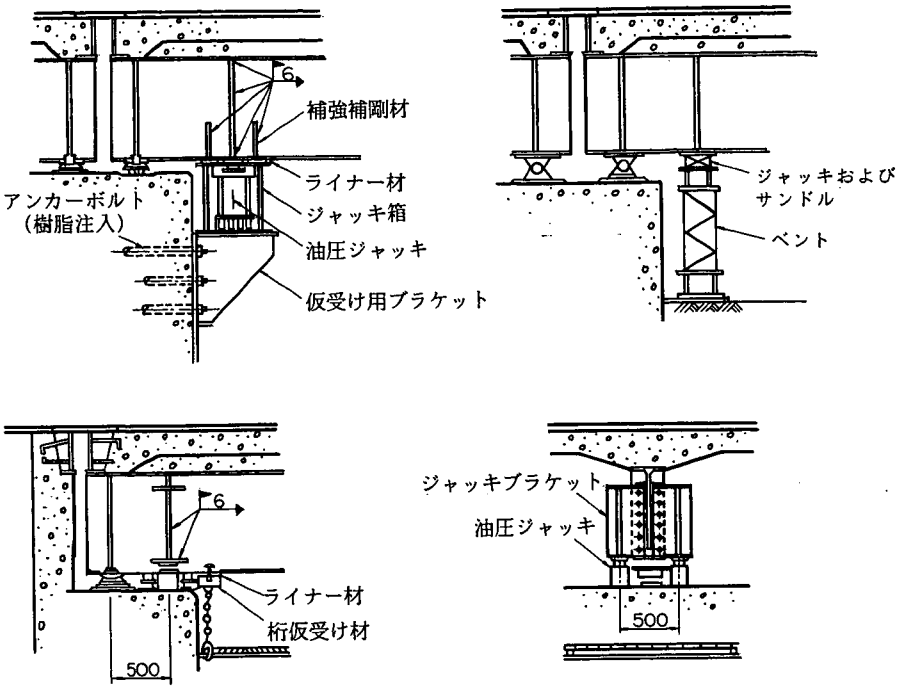


（ｂ）ベースプレートのセット



（ｃ）完成図

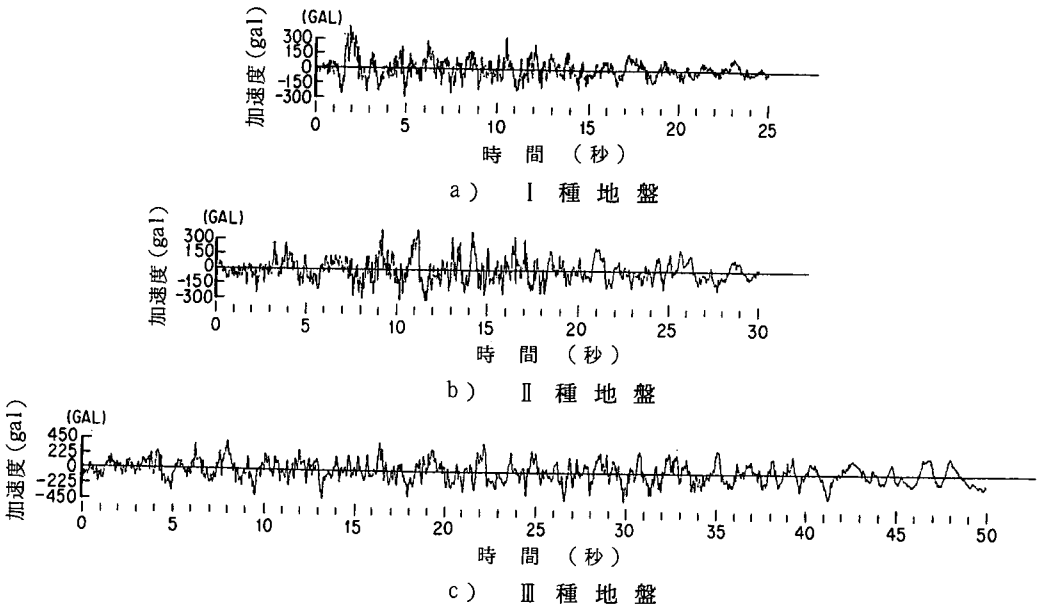
図－参9. 8　免震支承の取換え工法の一例



図－参9. 9　仮受けブラケット方式によるけたのジャッキ操作例

参考資料－10　時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形例

時刻歴応答解析（地震時保有水平耐力法）に用いる標準加速度波形の例を図－参10.1に，ディジタル数値（1/100秒間隔，単位：gal）を表－参10.1に示す。これは，図－参10.2に示すように，減衰定数が5％の場合にマニュアル（案）5.4.2に規定する地震時保有水平耐力法の照査に用いる標準加速度応答スペクトルS_{20}にほぼ一致する応答スペクトル特性を有する加速度波形である。



図－参10.1　地震時保有水平耐力法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形

表－参10.1　地震時保有水平耐力法に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形（単位：gal）

(a)　Ⅰ種地盤用

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.0	-1.68	-35.46	-53.80	-53.15	-38.54	-19.68	-5.35	0.70	0.25	-2.00
0.1	-2.43	-0.96	-0.88	-6.18	-18.43	-35.10	-50.36	-57.99	-54.58	-41.32
0.2	-23.45	-7.68	1.03	1.55	-3.29	-8.67	-10.63	-8.23	-3.87	-1.59
0.3	-4.28	-11.51	-18.14	-21.50	-14.67	0.76	19.18	32.38	33.64	21.34
0.4	0.09	-21.39	-34.55	-35.06	-24.61	-9.49	2.85	7.44	3.61	-5.58
0.5	-15.53	-22.26	-23.60	-19.14	-9.69	2.92	16.47	23.36	21.55	6.84
0.6	-19.51	-50.56	-75.21	-82.41	-66.37	-30.21	14.21	50.55	64.85	51.58
0.7	16.41	-26.06	-58.39	-67.61	-50.47	-14.42	26.07	55.94	65.77	55.00
0.8	30.96	4.34	-16.01	-26.55	-28.98	-27.23	-23.65	-17.25	-5.03	14.37
0.9	37.33	55.02	57.10	37.74	0.25	-42.62	-73.83	-80.15	-58.87	-19.43
1.0	21.20	46.89	50.53	35.84	15.43	1.95	1.94	12.26	22.82	23.03
1.1	8.44	-16.36	-38.85	-48.91	-40.51	-15.59	12.31	27.92	20.73	-9.52
1.2	-52.39	-81.58	-112.84	-111.04	-92.75	-72.86	-67.01	-83.69	-120.04	-163.69
1.3	-199.28	-216.22	-213.44	-198.83	-184.29	-179.45	-187.62	-205.85	-228.07	-248.81
1.4	-265.02	-275.21	-277.54	-268.88	-246.27	-209.91	-165.65	-124.39	-98.23	-94.68
1.5	-112.22	-139.63	-159.97	-157.19	-122.71	-68.77	22.52	103.87	169.07	208.42
1.6	221.45	216.13	205.31	201.62	212.94	239.93	276.47	312.44	337.64	344.91
1.7	331.60	299.28	252.48	197.70	142.64	95.63	64.28	53.40	63.11	88.49
1.8	121.88	155.59	187.17	217.99	251.51	288.55	324.17	348.60	352.27	332.31
1.9	296.31	260.31	241.53	249.56	281.08	321.36	351.88	359.97	345.03	317.94
2.0	294.26	285.07	290.73	300.75	299.88	276.77	230.83	173.62	124.18	100.64
2.1	112.22	155.17	214.66	271.46	310.14	324.79	319.55	303.96	286.03	267.17
2.2	242.31	205.20	155.65	103.72	67.07	62.10	93.26	147.11	195.87	209.60
2.3	171.51	87.91	-12.89	-92.96	-122.40	-93.24	-22.60	56.14	109.45	118.65
2.4	86.60	33.78	-13.47	-36.02	-29.91	-6.31	15.74	19.36	-2.20	-43.25
2.5	-89.23	-124.13	-137.92	-130.52	-110.84	-91.50	-82.28	-85.49	-95.49	-102.48
2.6	-98.12	-80.06	-52.93	-25.62	-6.65	-0.47	-6.46	-20.61	-38.42	-56.88
2.7	-74.76	-91.48	-106.38	-118.94	-129.88	-141.86	-158.46	-181.66	-209.26	-234.28
2.8	-247.45	-241.83	-216.91	-179.79	-142.21	-115.14	-103.77	-105.72	-113.34	-118.41
2.9	-116.39	-107.77	-96.01	-83.83	-70.51	-52.14	-24.85	11.12	49.25	78.29
3.0	87.42	72.45	38.61	4.53	-14.11	-3.37	36.70	81.64	138.21	155.14
3.1	133.78	83.32	27.22	-7.78	-4.97	33.55	87.45	128.14	133.12	97.50
3.2	36.48	-22.41	-53.20	-44.35	-3.93	45.14	77.00	75.45	41.00	-10.91
3.3	-58.64	-85.28	-86.01	-68.69	-48.23	-38.32	-45.14	-65.92	-92.46	-116.92
3.4	-136.25	-152.80	-171.19	-183.63	-217.01	-233.86	-236.73	-223.38	-199.32	-175.82
3.5	-164.00	-168.37	-183.68	-197.31	-196.21	-174.51	-137.51	-89.44	-76.09	-76.33
3.6	-97.23	-125.45	-144.24	-142.06	-118.30	-83.20	-52.34	-38.87	-47.39	-72.45
3.7	-101.70	-121.83	-124.15	-107.40	-77.18	-42.65	-12.62	7.50	16.72	17.65
3.8	14.54	11.34	10.44	12.40	16.32	20.37	22.16	19.12	9.11	-8.44
3.9	-31.25	-53.85	-68.94	-70.51	-57.52	-35.90	-17.09	-12.97	-29.39	-61.74
4.0	-95.74	-113.62	-103.15	-64.67	-12.02	33.52	53.35	40.46	2.50	-42.59
4.1	-75.64	-85.23	-71.88	-45.94	-21.08	-7.45	-8.01	-19.40	-35.72	-52.29
4.2	-67.17	-79.79	-88.52	-89.25	-76.54	-47.06	-3.30	44.95	82.79	95.97
4.3	77.61	32.90	-21.18	-61.79	-69.78	-38.84	20.26	83.09	121.73	117.44
4.4	69.83	-2.31	-69.26	-103.93	-94.25	-48.08	11.56	58.20	74.54	59.39
4.5	26.22	-5.27	-19.30	-10.58	15.55	48.24	77.92	100.63	118.09	134.38
4.6	151.81	169.07	180.72	180.64	164.34	131.01	84.05	30.67	-19.20	-54.50
4.7	-65.42	-46.29	1.71	69.37	140.90	198.02	225.54	216.24	173.28	108.87
4.8	39.87	-18.15	-56.21	-74.64	-82.30	-92.32	-116.06	-157.50	-210.67	-261.48
4.9	-293.65	-296.20	-269.03	-223.63	-178.19	-149.45	-145.18	-161.23	-184.50	-199.91
5.0	-197.49	-175.86	-140.76	-100.39	-60.96	-25.18	5.89	29.88	42.02	37.28
5.1	14.99	-17.77	-46.62	-55.34	-33.80	15.82	78.22	130.52	151.83	132.30
5.2	77.46	6.06	-57.51	-92.68	-90.08	-54.28	-1.08	49.09	79.15	81.42
5.3	59.88	27.60	0.55	-8.44	0.28	22.64	44.86	55.02	47.88	27.05
5.4	2.75	-13.57	-14.67	-0.38	22.99	45.93	59.61	58.70	42.45	14.45
5.5	-18.41	-47.40	-64.23	-63.91	-47.33	-22.02	0.23	8.44	-1.87	-25.81
5.6	-50.95	-63.70	-56.88	-34.36	-9.66	0.89	-12.97	-49.48	-95.03	-130.50
5.7	-140.43	-120.18	-77.97	-30.85	2.82	10.80	-8.76	-47.65	-81.45	-125.20
5.8	-138.29	-127.25	-95.66	-51.92	-5.81	34.64	64.74	83.15	90.64	88.81
5.9	79.77	66.68	54.34	48.44	53.28	68.69	88.28	101.09	96.41	69.89
6.0	27.36	-16.33	-43.67	-43.06	-15.00	27.74	66.37	85.67	81.81	64.31
6.1	51.02	58.91	95.30	153.94	217.53	265.21	281.34	261.71	214.74	157.80
6.2	110.38	87.14	93.16	123.09	163.99	200.60	220.86	219.56	199.06	167.02
6.3	132.76	103.92	84.87	76.92	79.61	91.64	110.99	134.28	156.62	172.47
6.4	177.63	171.22	156.34	138.64	123.48	113.17	105.69	96.01	79.03	52.62
6.5	19.25	-14.72	-41.77	-56.42	-57.77	-49.99	-40.80	-38.27	-47.32	-67.05
6.6	-90.30	-105.90	-103.08	-76.42	-29.22	26.59	74.56	100.22	97.23	70.29
6.7	33.03	1.89	-11.34	-4.65	13.80	30.24	32.52	16.53	-11.42	-37.40
6.8	-46.67	-31.37	4.68	46.34	73.16	68.29	26.77	-41.02	-112.47	-161.54
6.9	-169.58	-133.33	-66.41	6.40	59.52	76.92	57.70	14.83	-31.27	-62.58
7.0	-69.25	-51.99	-19.17	18.34	51.88	76.95	92.57	99.15	96.92	85.84
7.1	66.95	43.80	22.79	11.45	15.50	35.81	66.90	98.30	118.26	118.71
7.2	99.14	67.47	37.07	20.88	25.24	46.17	70.56	81.80	67.56	26.04
7.3	-32.56	-90.20	-129.10	-139.85	-125.65	-100.70	-83.56	-88.60	-119.60	-168.17
7.4	-217.67	-250.41	-254.92	-230.20	-185.30	-134.76	-92.15	-64.61	-50.81	-43.06
7.5	-32.40	-14.28	8.20	25.19	24.89	0.03	-47.21	-104.67	-154.49	-180.61
7.6	-175.84	-145.09	-103.17	-68.20	-53.80	-63.71	-91.07	-122.36	-143.55	-145.55
7.7	-126.49	-90.69	-45.39	2.32	46.98	84.35	110.31	120.44	111.33	82.99
7.8	40.88	-4.21	-39.03	-52.83	-41.99	-12.10	24.14	52.28	62.60	54.39
7.9	35.88	19.71	16.06	26.96	44.82	56.08	48.39	17.75	-28.22	-72.69
8.0	-97.03	-89.65	-52.21	0.10	44.57	60.53	38.18	-17.27	-88.19	-152.05
8.1	-190.72	-196.83	-175.06	-138.07	-99.92	-70.35	-52.46	-44.20	-41.89	-43.33
8.2	-48.59	-58.47	-72.03	-85.28	-91.97	-86.22	-65.31	-31.18	10.36	51.89
8.3	86.91	111.47	124.35	126.43	119.82	108.03	94.93	85.37	83.63	92.09
8.4	110.04	133.35	155.56	169.73	170.43	155.25	125.49	86.07	44.89	11.45
8.5	-5.17	1.05	30.62	77.30	128.92	170.53	188.98	177.35	137.60	80.43
8.6	22.29	-19.45	-31.85	-10.72	37.57	97.57	149.53	176.37	170.29	136.33
8.7	90.56	53.30	39.85	53.36	83.39	111.35	120.17	103.11	66.96	28.05
8.8	3.15	0.71	17.03	39.34	53.62	52.20	37.08	17.22	2.16	-4.15
8.9	-5.50	-10.87	-28.84	-62.55	-107.70	-154.48	-191.87	-212.06	-212.95	-198.18
9.0	-175.03	-151.53	-133.78	-124.32	-121.94	-122.76	-122.04	-115.88	-102.18	-80.37
9.1	-50.71	-13.86	28.40	71.70	108.38	128.71	124.75	95.12	47.87	-1.17
9.2	-34.61	-41.75	-24.23	4.39	25.50	25.25	1.83	-33.81	-64.29	-75.20
9.3	-62.32	-32.63	0.80	26.45	39.69	43.06	42.10	40.17	35.96	25.09
9.4	4.29	-25.02	-56.38	-81.40	-94.32	-94.98	-88.44	-81.62	-79.03	-80.10
9.5	-79.42	-69.80	-46.31	-8.59	33.21	70.20	88.91	81.40	48.38	0.42
9.6	-44.95	-69.79	-63.28	-27.11	24.53	70.58	92.09	80.04	38.35	-19.18
9.7	-75.94	-119.40	-144.41	-152.01	-145.75	-128.62	-102.72	-71.16	-39.78	-16.54
9.8	-8.25	-16.58	-36.43	-58.20	-72.82	-76.41	-71.47	-63.99	-58.40	-54.24
9.9	-46.99	-32.52	-12.12	5.92	8.81	-8.07	-45.76	-89.24	-118.06	-114.64

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
10.0	-73.14	-3.34	72.85	130.26	150.87	130.63	80.26	19.77	-30.43	-57.77
10.1	-61.83	-52.85	-45.61	-51.41	-72.37	-100.63	-123.12	-129.24	-117.34	-96.04
10.2	-79.24	-77.41	-90.33	-105.80	-105.89	-77.54	-21.49	46.19	101.21	123.51
10.3	107.86	66.70	23.33	-0.52	4.20	30.48	61.07	79.79	81.61	75.50
10.4	78.77	106.36	161.27	231.50	294.94	329.43	322.76	277.79	210.75	144.06
10.5	87.41	80.83	92.29	119.96	147.77	161.72	154.64	128.03	90.56	54.18
10.6	28.49	22.13	31.39	51.34	73.50	89.84	94.97	87.10	67.96	42.19
10.7	16.36	-2.52	-8.99	-1.28	17.46	39.85	57.16	63.11	56.90	43.31
10.8	29.68	21.46	18.77	18.54	7.96	-10.56	-36.51	-62.37	-80.26	-87.30
10.9	-87.85	-91.46	-105.77	-131.62	-160.78	-180.06	-179.02	-156.84	-123.99	-97.43
11.0	-91.86	-111.86	-149.64	-189.45	-216.15	-222.92	-213.89	-200.40	-193.43	-196.84
11.1	-205.35	-208.19	-196.26	-168.38	-132.85	-103.44	-91.71	-100.00	-119.00	-131.45
11.2	-120.61	-79.19	-14.32	54.36	102.80	113.84	84.36	27.52	-34.14	-79.62
11.3	-99.33	-98.78	-93.98	-101.15	-126.63	-162.64	-191.53	-196.08	-169.85	-121.62
11.4	-71.08	-38.37	-33.53	-51.86	-77.76	-94.43	-93.44	-78.38	-60.82	-51.40
11.5	-51.90	-53.60	-42.87	-10.79	39.25	80.78	121.31	113.55	64.98	-8.44
11.6	-82.79	-127.38	-126.24	-79.78	-4.83	72.40	127.76	147.23	131.40	93.51
11.7	52.90	27.17	26.04	48.17	88.08	130.51	165.01	183.86	183.70	164.63
11.8	129.17	81.78	28.97	-21.09	-60.05	-81.92	-85.30	-73.72	-53.51	-30.17
11.9	-5.60	22.13	55.77	94.94	133.83	162.97	174.35	167.05	149.60	136.69
12.0	141.62	168.53	209.01	245.74	261.32	247.64	210.43	166.25	133.63	123.21
12.1	132.54	148.19	153.87	139.81	108.11	71.14	44.25	36.84	46.96	62.32
12.2	66.98	50.00	11.22	-38.76	-84.37	-113.33	-122.64	-119.24	-114.74	-117.64
12.3	-127.52	-134.83	-126.98	-97.24	-51.23	-6.71	14.29	-2.83	-55.87	-124.49
12.4	-178.38	-191.40	-154.45	-80.32	2.31	62.70	82.55	63.77	25.76	-5.84
12.5	-12.49	8.77	45.89	80.08	96.65	92.03	73.82	54.27	42.04	37.09
12.6	31.70	16.39	-13.01	-51.72	-87.93	-109.07	-108.68	-89.67	-62.18	-37.47
12.7	-21.33	-11.24	1.12	23.46	56.47	91.44	113.75	110.77	79.68	30.88
12.8	-15.43	-38.30	-25.85	18.84	79.71	134.62	166.65	170.77	154.65	132.96
12.9	118.74	116.86	122.83	127.23	122.58	108.36	91.30	80.92	83.35	97.15
13.0	113.90	122.87	117.05	96.89	69.58	44.54	27.97	19.86	15.09	7.85
13.1	-3.73	-15.75	-20.94	-13.78	4.75	26.16	38.17	31.38	5.24	-30.40
13.2	-58.47	-67.44	-48.87	-10.34	32.76	64.01	74.05	64.71	46.95	34.03
13.3	33.82	44.58	56.54	58.08	42.80	13.38	-19.95	-45.27	-55.59	-52.30
13.4	-43.58	-38.85	-42.96	-53.56	-63.29	-65.22	-58.05	-47.39	-42.27	-48.81
13.5	-65.12	-81.01	-83.34	-64.14	-26.86	13.46	36.99	29.69	-8.03	-59.63
13.6	-99.31	-104.42	-67.10	1.14	74.40	124.92	136.61	112.69	73.48	45.51
13.7	47.63	81.44	130.89	171.17	181.98	158.10	111.97	66.96	45.27	56.90
13.8	95.33	141.72	174.83	181.27	160.52	122.83	82.02	47.64	21.15	-2.11
13.9	-27.19	-54.01	-75.78	-82.64	-68.16	-34.70	5.92	37.33	46.49	30.39
14.0	-2.18	-34.84	-51.53	-43.94	-14.95	23.53	56.66	73.38	70.41	52.10
14.1	26.79	2.37	-16.87	-30.55	-40.48	-48.28	-54.06	-58.70	-55.24	-50.19
14.2	-43.75	-38.84	-37.70	-40.95	-47.86	-57.45	-69.48	-84.48	-102.47	-121.34
14.3	-136.25	-141.11	-131.87	-110.11	-84.38	-67.76	-71.96	-100.62	-145.47	-188.32
14.4	-208.65	-193.64	-145.44	-81.42	-26.49	-1.05	-10.70	-43.24	-74.98	-83.24
14.5	-58.44	-8.39	41.33	69.25	60.95	21.13	-29.78	-66.08	-69.64	-38.38
14.6	13.55	63.48	91.38	88.55	59.92	19.44	-17.95	-43.50	-57.10	-64.62
14.7	-72.33	-82.13	-90.40	-81.09	-80.84	-82.86	-46.78	-44.05	-61.40	-95.83
14.8	-134.55	-160.44	-160.47	-132.84	-88.69	-47.15	-26.12	-33.45	-63.32	-89.68
14.9	-124.74	-127.83	-109.90	-81.51	-55.92	-41.80	-39.49	-42.83	-44.52	-41.39
15.0	-36.09	-34.47	-40.65	-53.45	-66.53	-72.28	-66.79	-52.72	-38.00	-31.30
15.1	-36.95	-52.47	-70.14	-81.51	-82.19	-73.97	-63.23	-56.78	-57.64	-63.19
15.2	-66.92	-62.53	-48.13	-28.01	-10.89	-5.32	-14.60	-34.15	-52.80	-57.98
15.3	-42.33	-8.12	32.66	63.54	71.46	53.50	18.69	-16.11	-34.43	-28.18
15.4	-1.08	33.94	61.95	73.48	68.19	53.15	37.33	26.10	19.09	12.40
15.5	3.01	-7.98	-15.73	-15.46	-6.81	4.01	7.88	-2.45	-26.65	-55.64
15.6	-75.66	-75.50	-52.89	-16.35	18.83	38.34	36.07	17.12	-5.08	-15.86
15.7	-6.86	19.92	53.44	79.44	87.73	77.18	55.90	36.78	30.55	40.46
15.8	60.78	80.29	88.76	82.63	66.91	52.11	47.91	57.30	74.75	89.51
15.9	92.27	81.09	62.86	49.23	49.32	63.56	82.72	92.85	83.57	54.50
16.0	16.22	-15.32	-27.50	-17.93	4.56	25.31	32.42	23.47	6.48	-5.20
16.1	-1.04	20.36	50.23	74.46	81.38	67.92	41.32	15.00	1.62	6.71
16.2	26.26	49.19	63.17	60.58	41.74	14.00	-12.45	-29.60	-34.88	-31.25
16.3	-24.40	-19.11	-16.83	-15.89	-13.92	-10.70	-9.33	-14.79	-30.58	-55.52
16.4	-83.14	-104.33	-112.13	-105.87	-92.12	-81.51	-83.03	-98.98	-123.68	-146.46
16.5	-157.73	-154.18	-140.21	-124.95	-116.45	-116.82	-121.26	-121.33	-110.61	-89.10
16.6	-63.69	-44.35	-38.54	-47.07	-63.89	-79.90	-88.19	-87.71	-82.96	-80.34
16.7	-83.38	-90.09	-94.04	-88.64	-71.93	-48.84	-29.29	-23.03	-34.02	-57.63
16.8	-82.38	-95.62	-90.09	-67.81	-39.14	-17.36	-11.50	-21.41	-37.67	-46.66
16.9	-38.16	-11.32	24.25	53.25	62.75	49.45	22.02	-3.00	-9.62	9.15
17.0	47.52	88.91	119.06	125.05	110.13	87.05	71.74	74.70	95.83	125.35
17.1	150.04	160.84	157.53	147.81	141.78	145.38	156.75	167.65	168.86	156.17
17.2	133.36	110.33	97.60	100.44	115.82	134.08	144.03	138.82	119.31	93.51
17.3	72.39	64.59	72.57	91.86	113.68	129.14	133.07	125.81	112.30	99.33
17.4	82.33	93.21	100.11	108.74	114.58	114.69	108.45	97.29	83.80	71.04
17.5	62.13	58.93	66.43	81.58	102.35	122.67	135.21	134.46	119.81	96.63
17.6	74.29	61.61	62.10	71.64	80.47	78.58	61.80	34.78	8.96	-3.44
17.7	3.38	25.35	50.43	65.35	63.17	47.44	30.25	25.30	39.86	70.11
17.8	102.71	121.67	116.89	89.68	52.24	21.59	10.98	23.43	50.57	77.28
17.9	89.38	80.82	56.16	27.75	9.07	7.72	21.80	41.52	54.94	54.76
18.0	42.30	26.43	17.94	22.63	37.14	50.16	48.69	25.95	-13.66	-55.64
18.1	-82.33	-82.28	-66.68	-19.46	9.38	13.74	-10.72	-54.53	-89.32	-126.79
18.2	-126.96	-101.84	-63.28	-28.66	-4.11	-0.33	-12.42	-32.74	-52.93	-66.81
18.3	-71.64	-67.73	-57.45	-44.29	-32.11	-24.55	-24.21	-31.95	-46.50	-64.84
18.4	-83.19	-98.31	-108.50	-113.99	-116.41	-117.90	-120.08	-123.38	-127.09	-129.80
18.5	-130.37	-128.64	-125.54	-122.54	-120.65	-119.57	-117.69	-113.16	-105.49	-96.63
18.6	-80.52	-81.01	-99.10	-111.37	-120.70	-119.69	-104.82	-79.12	-51.40	-31.98
18.7	-27.34	-36.30	-50.67	-59.58	-55.58	-38.69	-16.16	1.87	8.31	3.12
18.8	-7.10	-13.37	-9.89	2.53	17.09	25.44	22.95	11.87	0.32	-2.25
18.9	9.41	32.87	58.59	74.38	71.33	48.42	13.38	-20.54	-40.43	-39.41
19.0	-19.48	9.73	35.61	48.46	45.64	32.12	17.44	10.64	16.10	32.22
19.1	53.33	73.46	89.35	101.05	109.96	116.07	116.63	107.57	86.86	58.13
19.2	29.93	13.31	15.69	36.34	65.66	89.32	95.18	79.40	48.41	15.51
19.3	-5.82	-8.47	5.36	26.09	42.19	45.86	36.21	18.50	0.46	-12.05
19.4	-17.58	-18.82	-20.03	-23.92	-28.79	-33.93	-31.87	-21.28	-3.73	15.59
19.5	30.20	35.48	31.02	20.86	11.33	7.64	10.97	17.90	22.30	19.07
19.6	7.34	-8.67	-21.70	-25.30	-17.36	-1.23	16.18	28.09	31.30	27.19
19.7	20.21	14.70	12.36	11.66	9.45	3.42	-6.30	-17.34	-26.84	-33.39
19.8	-37.75	-42.01	-47.72	-54.57	-60.35	-62.38	-59.30	-52.02	-43.21	-35.67
19.9	-30.82	-28.28	-26.80	-25.89	-26.86	-32.36	-44.57	-62.99	-83.33	-98.43

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
20.0	-101.20	-88.13	-61.75	-30.48	-5.61	3.40	-6.81	-31.61	-60.28	-80.68
20.1	-84.94	-73.18	-53.50	-37.93	-36.36	-51.47	-77.24	-102.04	-114.58	-109.62
20.2	-90.42	-68.62	-48.78	-42.71	-46.68	-53.11	-53.37	-43.05	-24.38	-4.63
20.3	8.48	11.48	7.13	2.54	4.57	15.40	30.96	43.14	44.55	33.03
20.4	13.40	-4.83	-12.32	-4.87	14.18	35.45	48.02	44.70	25.31	-3.40
20.5	-31.09	-48.62	-51.98	-43.43	-29.84	-18.86	-15.84	-20.98	-30.91	-40.66
20.6	-46.55	-47.90	-46.86	-46.65	-49.53	-55.51	-62.66	-68.53	-71.68	-72.44
20.7	-72.33	-72.86	-74.36	-75.94	-76.36	-75.20	-73.37	-72.45	-73.18	-74.35
20.8	-72.82	-65.22	-50.24	-30.26	-10.92	1.36	2.54	-6.74	-21.36	-34.43
20.9	-40.84	-38.91	-35.37	-32.81	-36.14	-45.05	-55.04	-60.03	-55.94	-43.21
21.0	-26.77	-13.54	-8.84	-13.66	-24.39	-34.85	-39.58	-36.40	-27.14	-16.00
21.1	-6.93	-1.34	2.45	7.81	17.35	30.88	45.05	55.05	57.41	52.34
21.2	44.13	38.22	42.63	54.90	71.15	83.17	83.57	70.03	47.02	24.18
21.3	11.67	15.12	32.68	55.88	73.80	78.53	68.77	50.11	31.75	21.74
21.4	23.29	33.86	47.24	56.97	59.28	54.05	43.75	31.50	19.66	9.53
21.5	2.01	-1.73	-0.36	6.64	17.95	30.20	39.04	41.21	36.38	27.67
21.6	20.34	19.26	26.41	39.67	53.76	62.75	62.95	54.70	42.15	31.13
21.7	26.13	28.06	33.81	38.03	36.14	26.95	13.58	1.91	-2.59	2.13
21.8	13.31	24.75	30.01	25.86	13.90	-0.56	-11.66	-16.40	-16.12	-15.29
21.9	-18.21	-25.84	-34.75	-39.03	-34.08	-19.94	-2.12	10.92	12.21	0.16
22.0	-20.29	-40.14	-50.88	-48.76	-36.39	-20.94	-10.04	-7.77	-12.85	-20.39
22.1	-24.35	-22.03	-15.27	-9.41	-10.21	-20.43	-37.91	-56.33	-68.01	-67.64
22.2	-54.87	-34.69	-15.25	-4.32	-5.96	-18.83	-37.04	-52.77	-59.58	-54.69
22.3	-39.49	-18.30	3.70	22.21	34.58	39.58	36.94	27.31	12.61	-3.55
22.4	-16.34	-21.17	-15.84	-2.07	14.80	27.93	32.32	27.37	17.21	8.57
22.5	7.14	14.53	27.46	39.79	45.94	43.93	36.23	28.02	24.05	25.96
22.6	31.56	36.41	36.58	30.94	21.59	12.48	6.95	5.82	7.64	9.10
22.7	8.14	4.99	2.23	3.17	9.73	20.85	32.84	40.27	40.60	34.24
22.8	25.75	21.66	27.21	43.43	66.18	87.82	100.85	101.71	92.65	80.59
22.9	73.54	76.31	87.97	102.45	111.98	111.51	101.48	87.78	78.38	78.10
23.0	90.49	107.76	123.53	131.82	130.96	123.93	116.20	112.36	113.72	117.99
23.1	121.12	119.84	113.54	104.42	95.92	90.71	88.37	90.42	91.58	91.26
23.2	89.33	86.85	84.90	83.51	81.37	76.65	68.34	57.45	47.03	40.95
23.3	41.93	49.78	60.98	69.85	70.97	61.62	43.17	20.49	-0.18	-13.88
23.4	-18.89	-16.93	-11.73	-6.84	-3.90	-2.43	-0.86	1.76	4.76	6.05
23.5	3.64	-2.86	-11.53	-19.05	-22.65	-21.97	-19.58	-19.62	-25.32	-36.81
23.6	-50.56	-60.87	-63.42	-56.78	-44.26	-31.61	-23.95	-22.82	-25.20	-25.35
23.7	-18.17	-2.60	17.22	33.60	38.97	29.82	8.66	-16.91	-37.56	-46.29
23.8	-41.27	-26.15	-7.98	6.10	11.64	8.09	-1.98	-14.75	-27.00	-37.12
23.9	-44.83	-50.29	-53.22	-52.77	-48.21	-39.83	-29.53	-20.47	-15.75	-16.94
24.0	-23.10	-31.05	-36.88	-37.92	-34.14	-28.18	-23.87	-24.06	-28.87	-36.04
24.1	-41.47	-42.45	-38.90	-33.52	-30.09	-31.12	-36.16	-41.93	-44.21	-40.33
24.2	-30.80	-19.11	-9.71	-5.65	-7.08	-11.55	-15.75	-17.57	-17.08	-16.01
24.3	-16.17	-17.94	-19.82	-19.43	-15.10	-7.12	2.23	9.92	13.80	13.83
24.4	11.91	10.75	12.19	16.09	20.36	22.14	19.54	12.94	5.23	0.67
24.5	2.87	12.76	27.60	41.75	48.84	45.19	30.96	11.30	-6.26	-15.05
24.6	-12.42	-0.85	13.42	23.58	25.55	19.67	9.88	1.22	-2.99	-2.54
24.7	0.14	1.86	0.53	-4.01	-10.71	-18.40	-26.72	-35.91	-45.75	-54.71
24.8	-60.07	-59.18	-51.20	-38.08	-24.16	-14.33	-11.80	-16.63	-25.78	-34.74
24.9	-39.63	-38.85	-33.55	-26.77	-21.87	-21.10				

(b) Ⅱ種地盤用

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.0	-26.28	-44.28	-60.49	-72.26	-77.36	-74.81	-65.28	-50.78	-33.81	-16.70
0.1	-1.32	10.86	18.79	22.40	23.25	24.55	30.05	41.78	58.22	74.08
0.2	82.63	78.41	65.30	46.81	32.92	30.23	39.16	53.64	64.52	64.77
0.3	53.08	33.88	14.04	-1.53	-12.16	-20.47	-29.03	-37.41	-41.88	-38.24
0.4	-25.53	-8.04	6.30	10.33	2.04	-13.97	-28.03	-35.55	-31.47	-21.42
0.5	-13.83	-16.51	-31.54	-55.28	-80.11	-98.45	-106.01	-102.99	-93.07	-81.44
0.6	-72.84	-70.34	-74.72	-84.28	-95.08	-102.06	-100.82	-89.75	-71.05	-50.03
0.7	-32.67	-22.81	-20.56	-22.87	-26.36	-28.60	-29.79	-31.00	-32.28	-31.82
0.8	-27.29	-18.43	-8.84	-4.94	-12.13	-30.44	-52.76	-67.65	-65.60	-45.19
0.9	-15.14	9.58	15.62	-1.34	-34.08	-67.74	-87.75	-87.13	-69.07	-43.86
1.0	-22.58	-11.63	-11.15	-17.37	-26.45	-36.78	-48.49	-61.03	-71.45	-75.17
1.1	-68.90	-53.78	-36.12	-24.82	-26.81	-43.13	-68.04	-91.52	-103.80	-99.32
1.2	-78.57	-47.39	-14.68	10.29	20.30	12.15	-12.03	-44.66	-74.66	-91.26
1.3	-88.60	-68.63	-40.52	-16.22	-4.63	-7.48	-19.52	-32.68	-41.58	-46.28
1.4	-51.12	-59.84	-71.50	-79.96	-77.86	-62.33	-38.14	-15.67	-4.48	-6.77
1.5	-15.38	-18.13	-6.01	20.08	48.86	64.98	58.46	31.14	-3.95	-30.04
1.6	-36.10	-22.72	-0.89	14.92	14.71	-2.82	-31.73	-63.99	-84.26	-121.07
1.7	-144.51	-162.86	-171.32	-164.32	-139.63	-101.21	-58.58	-22.71	-0.92	6.09
1.8	3.60	-0.66	-0.43	6.66	19.14	33.17	44.12	47.77	41.22	24.23
1.9	0.48	-22.35	-34.97	-30.93	-11.06	15.17	33.12	30.25	3.29	-38.11
2.0	-80.26	-104.08	-103.45	-83.51	-57.87	-40.44	-37.87	-47.80	-61.56	-71.76
2.1	-76.35	-78.30	-81.09	-84.06	-81.73	-68.19	-43.61	-17.74	-6.97	-25.72
2.2	-76.86	-147.57	-213.71	-251.02	-247.11	-207.41	-151.96	-104.97	-83.10	-88.82
2.3	-111.69	-135.92	-148.99	-146.68	-132.28	-112.06	-90.37	-67.86	-43.06	-15.64
2.4	11.65	33.76	46.28	48.26	42.91	35.64	30.75	29.16	28.34	24.46
2.5	15.24	1.54	-12.94	-23.47	-26.47	-20.81	-8.26	6.91	18.54	19.88
2.6	5.53	-25.84	-69.26	-113.42	-143.87	-148.88	-125.15	-80.17	-29.27	11.60
2.7	33.39	37.45	32.92	29.67	31.55	34.45	30.49	15.25	-7.32	-26.19
2.8	-30.56	-18.04	2.13	14.02	5.45	-22.81	-55.71	-72.15	-58.10	-16.31
2.9	34.00	67.81	68.75	38.55	-4.52	-36.91	-43.59	-25.65	2.31	22.51
3.0	24.82	11.07	-8.83	-25.24	-34.99	-41.53	-49.43	-58.54	-62.46	-52.83
3.1	-26.10	12.46	50.91	77.52	87.98	87.87	88.98	102.18	131.49	172.72
3.2	216.50	252.77	273.65	274.08	251.54	207.13	147.74	87.12	42.89	28.21
3.3	48.69	88.87	127.57	143.40	128.37	91.74	53.85	33.03	33.94	45.17
3.4	47.63	28.07	-11.54	-55.22	-83.74	-87.34	-71.60	-52.49	-44.42	-49.93
3.5	-58.61	-55.79	-34.73	-3.17	20.78	20.93	-5.00	-42.12	-66.50	-59.59
3.6	-19.52	37.62	87.33	110.51	102.90	75.11	44.26	23.48	15.94	16.16
3.7	16.37	12.73	7.58	7.04	16.69	38.56	71.01	110.46	152.93	194.42
3.8	230.48	256.56	269.63	270.00	261.53	249.20	235.38	217.66	190.37	149.64
3.9	98.48	48.07	13.29	4.74	22.17	53.92	83.35	98.33	97.90	91.73
4.0	82.84	108.41	134.88	160.54	173.66	170.40	157.14	145.58	144.12	151.66
4.1	158.25	152.35	129.85	98.45	74.15	71.58	94.17	130.52	159.57	161.85
4.2	130.43	75.11	17.56	-19.73	-24.61	-0.61	36.11	65.70	74.56	60.94
4.3	34.06	8.04	-5.49	-2.25	14.30	36.32	56.15	69.59	76.43	78.90
4.4	79.41	79.14	78.21	76.58	74.99	74.76	76.69	78.61	79.79	71.79
4.5	50.85	15.60	-29.99	-76.91	-113.76	-131.27	-126.65	-105.74	-81.45	-68.55
4.6	-76.79	-105.64	-143.69	-173.39	-179.59	-157.32	-114.86	-69.85	-40.39	-35.87
4.7	-52.69	-77.29	-94.78	-97.74	-90.14	-83.71	-89.50	-109.87	-136.29	-154.31
4.8	-152.44	-129.13	-93.41	-58.66	-33.97	-18.65	-3.75	20.70	57.60	99.38
4.9	131.67	141.79	126.50	94.10	59.59	36.11	27.97	29.38	29.23	16.29
5.0	-5.33	-35.82	-63.73	-81.55	-87.32	-84.60	-79.54	-77.31	-79.89	-85.98
5.1	-82.52	-96.58	-96.83	-94.23	-91.78	-93.40	-101.77	-116.18	-131.30	-138.63
5.2	-130.45	-104.75	-68.07	-33.88	-16.38	-22.89	-49.34	-82.14	-105.75	-111.76
5.3	-103.70	-94.31	-96.81	-115.67	-142.94	-162.72	-161.02	-134.68	-93.57	-54.68
5.4	-32.01	-29.02	-38.24	-47.92	-50.86	-49.05	-51.21	-65.14	-80.48	-117.29
5.5	-131.64	-124.68	-99.03	-68.27	-49.75	-55.15	-84.50	-127.04	-167.63	-194.65
5.6	-204.73	-202.33	-195.52	-191.11	-191.89	-196.66	-201.98	-203.88	-198.94	-184.94
5.7	-161.54	-131.08	-98.39	-69.18	-47.20	-32.21	-20.20	-6.41	10.76	27.81
5.8	38.07	36.57	24.67	10.56	4.80	13.24	32.18	49.69	52.75	35.87
5.9	5.96	-22.09	-33.65	-24.18	-2.15	16.58	19.33	5.37	-13.26	-19.43
6.0	-2.21	35.90	80.25	113.24	125.00	118.68	107.06	103.29	111.93	126.61
6.1	135.20	128.70	107.63	81.61	62.80	57.91	64.17	71.67	70.03	54.74
6.2	29.12	1.38	-20.76	-33.78	-38.58	-37.70	-32.34	-21.57	-3.76	21.15
6.3	50.75	81.12	108.65	130.85	145.67	150.41	141.96	119.18	85.95	52.05
6.4	29.93	28.38	46.73	73.99	94.28	95.95	78.71	53.83	37.01	38.18
6.5	55.14	75.31	84.75	78.12	62.77	53.92	63.93	93.09	128.39	151.41
6.6	150.14	126.86	96.63	77.41	78.50	95.01	111.89	114.70	99.41	74.84
6.7	56.19	54.32	68.33	86.35	93.74	83.18	59.56	36.93	29.64	43.70
6.8	73.75	106.90	130.36	137.87	131.26	117.48	103.77	94.33	89.83	88.77
6.9	88.84	87.41	81.65	69.41	51.06	30.81	15.65	11.63	19.35	32.09
7.0	38.81	30.92	8.52	-18.42	-35.55	-33.41	-14.06	8.61	22.19	16.41
7.1	-1.20	-13.90	-5.77	27.18	73.36	112.24	127.24	116.24	92.68	76.27
7.2	79.98	101.20	123.69	128.29	105.40	60.70	10.90	-27.35	-47.43	-55.16
7.3	-62.30	-76.36	-93.92	-102.31	-88.29	-47.98	8.64	61.53	90.35	84.45
7.4	47.63	-4.22	-50.50	-74.16	-67.38	-33.08	17.12	67.06	101.14	109.20
7.5	89.80	50.40	3.74	-38.51	-71.55	-99.26	-130.38	-170.96	-217.90	-258.31
7.6	-275.74	-260.01	-214.23	-154.29	-100.61	-67.20	-55.03	-53.82	-50.85	-40.49
7.7	-27.82	-23.94	-36.26	-61.06	-83.78	-87.41	-63.63	-19.20	26.70	52.72
7.8	46.80	11.78	-37.81	-85.05	-119.91	-142.90	-161.58	-183.21	-208.64	-231.32
7.9	-241.38	-231.85	-202.98	-162.60	-122.76	-94.76	-85.01	-93.13	-112.58	-133.55
8.0	-147.36	-150.73	-148.11	-150.14	-167.86	-205.05	-253.04	-292.03	-299.87	-264.91
8.1	-193.91	-112.26	-52.28	-37.05	-68.38	-126.31	-180.47	-206.67	-198.73	-168.81
8.2	-136.98	-117.45	-110.69	-105.80	-90.50	-60.80	-23.50	9.88	32.49	47.29
8.3	63.83	89.01	119.01	139.21	133.03	94.08	33.19	-25.10	-54.93	-42.98
8.4	4.88	66.60	117.48	140.16	131.38	99.59	58.18	18.98	-10.55	-27.34
8.5	-32.06	-29.37	-27.84	-37.35	-63.37	-101.06	-134.25	-142.20	-111.87	-48.32
8.6	24.41	74.35	78.90	37.72	-27.54	-86.95	-120.76	-130.28	-133.94	-151.53
8.7	-188.03	-228.79	-249.74	-235.30	-190.89	-140.58	-110.74	-111.36	-128.27	-132.38
8.8	-99.87	-29.30	56.32	124.11	152.17	142.34	116.26	98.05	96.55	99.87
8.9	86.08	41.91	-24.34	-85.13	-110.02	-84.54	-18.87	59.33	122.36	158.15
9.0	174.09	187.81	212.76	248.87	283.96	303.24	299.03	274.01	237.28	198.21
9.1	163.65	139.95	135.88	161.23	219.62	300.31	376.60	415.15	392.80	310.78
9.2	196.57	90.73	26.13	12.20	33.73	64.02	82.77	86.58	85.92	92.51
9.3	107.60	120.31	116.84	92.98	59.38	34.88	32.48	48.49	63.80	57.30
9.4	22.39	-25.29	-55.50	-42.00	19.50	106.13	178.96	203.90	169.71	93.00
9.5	8.08	-51.17	-66.89	-42.61	2.28	43.96	64.54	57.14	25.46	-19.71
9.6	-64.72	-96.86	-107.42	-93.91	-60.35	-15.10	32.99	78.06	117.99	152.12
9.7	178.11	191.05	186.32	164.57	134.64	110.95	105.84	121.29	145.85	159.98
9.8	147.06	103.49	41.19	-18.41	-61.37	-80.49	-85.96	-92.23	-108.03	-129.94
9.9	-144.74	-138.60	-106.86	-58.06	-9.91	19.75	21.37	-3.09	-42.87	-84.50

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
10.0	-117.41	-136.55	-142.18	-137.92	-128.68	-118.81	-110.79	-104.86	-100.08	-96.84
10.1	-99.11	-114.28	-149.01	-202.63	-262.49	-305.67	-308.41	-259.09	-167.10	-61.08
10.2	24.10	64.83	60.36	31.16	4.88	-1.49	8.38	14.05	-6.62	-61.25
10.3	-136.59	-205.67	-243.65	-241.55	-209.44	-167.73	-133.57	-111.66	-95.17	-74.88
10.4	-48.89	-25.72	-18.63	-35.44	-71.49	-110.49	-132.94	-126.44	-91.78	-41.67
10.5	5.86	35.96	40.97	22.44	-11.23	-47.80	-73.31	-77.57	-55.85	-12.41
10.6	40.40	87.03	115.76	124.11	118.91	110.65	106.00	103.67	96.91	81.08
10.7	60.46	48.67	61.06	103.71	166.52	226.00	257.14	247.46	204.58	152.40
10.8	118.27	118.78	152.63	203.91	252.72	285.93	301.79	307.04	309.71	313.23
10.9	315.24	310.76	296.68	274.11	247.79	223.57	206.18	198.49	201.51	214.65
11.0	235.43	259.66	282.75	301.94	317.97	334.38	354.56	378.33	400.81	415.14
11.1	417.13	408.52	395.52	383.19	368.46	343.86	293.14	211.06	105.80	-0.75
11.2	-82.60	-122.99	-123.08	-100.60	-78.02	-74.31	-87.37	-106.42	-116.95	-111.88
11.3	-95.34	-78.51	-71.25	-76.15	-88.74	-102.74	-115.55	-129.54	-148.39	-172.12
11.4	-195.27	-210.11	-212.56	-205.89	-189.12	-201.14	-214.78	-235.59	-255.88	-270.78
11.5	-281.27	-291.75	-304.17	-314.12	-312.69	-293.53	-259.88	-225.58	-208.12	-217.79
11.6	-250.35	-288.71	-312.97	-312.11	-289.45	-258.19	-230.86	-210.49	-190.10	-160.64
11.7	-120.90	-81.28	-57.76	-59.93	-82.02	-104.10	-103.66	-70.30	-13.51	41.98
11.8	70.38	59.36	15.65	-41.14	-91.45	-126.29	-148.81	-167.30	-186.02	-201.17
11.9	-204.60	-191.59	-165.91	-137.84	-116.52	-102.83	-88.79	-64.37	-26.69	15.37
12.0	45.29	49.25	25.49	-14.02	-50.82	-71.09	-72.89	-64.95	-58.47	-58.73
12.1	-62.46	-62.76	-56.70	-49.15	-49.27	-62.05	-81.98	-94.58	-85.74	-52.71
12.2	-8.47	24.65	28.57	1.33	-41.04	-74.47	-82.08	-64.77	-39.96	-29.68
12.3	-46.11	-84.38	-126.97	-155.96	-164.28	-158.07	-149.22	-144.27	-138.36	-118.90
12.4	-76.37	-14.01	51.05	96.77	109.58	92.84	64.63	46.24	49.00	68.23
12.5	87.81	91.74	74.53	43.50	12.44	-8.30	-17.77	-22.67	-30.01	-40.33
12.6	-46.95	-41.63	-21.97	5.52	29.33	41.14	41.84	40.60	47.33	64.14
12.7	82.50	88.53	73.06	38.77	-1.14	-32.12	-48.85	-59.09	-77.43	-113.15
12.8	-161.09	-202.82	-218.14	-199.44	-158.29	-118.27	-104.25	-117.87	-144.32	-157.85
12.9	-140.52	-93.19	-34.88	11.88	37.35	51.47	76.02	127.65	203.89	282.44
13.0	334.78	344.65	318.54	280.54	255.31	250.80	253.20	237.52	186.47	104.50
13.1	17.17	-43.64	-58.50	-30.86	17.26	60.12	82.96	86.78	81.64	75.09
13.2	65.35	44.22	6.57	-41.97	-86.00	-109.80	-107.98	-88.98	-68.11	-55.35
13.3	-47.04	-28.38	14.70	82.92	159.87	220.43	245.83	234.64	202.08	168.56
13.4	145.99	132.33	117.85	97.68	80.03	82.57	118.67	183.58	251.78	289.16
13.5	273.07	206.76	117.95	42.00	0.54	-9.89	-12.03	-29.24	-67.59	-111.15
13.6	-133.81	-118.85	-72.30	-20.66	5.67	-8.48	-54.19	-105.63	-137.76	-142.05
13.7	-130.04	-123.11	-136.68	-169.92	-207.54	-231.27	-232.03	-214.28	-190.50	-170.89
13.8	-156.53	-140.82	-117.28	-87.07	-60.10	-48.85	-59.60	-87.79	-120.69	-145.35
13.9	-155.76	-154.33	-147.38	-138.90	-127.62	-109.64	-83.77	-54.71	-30.78	-17.69
14.0	-13.14	-7.02	12.26	49.72	99.88	150.33	190.33	218.38	242.85	274.82
14.1	318.22	364.36	395.55	395.92	362.56	309.24	259.89	235.52	242.61	270.07
14.2	296.42	302.42	281.42	241.68	200.08	171.92	163.07	168.64	177.79	180.86
14.3	174.10	159.92	143.38	127.92	113.30	86.78	76.13	52.36	30.13	15.37
14.4	11.55	16.60	22.63	18.88	-3.08	-44.58	-87.83	-148.29	-180.66	-185.56
14.5	-163.62	-124.75	-82.99	-50.05	-31.07	-24.79	-27.42	-36.95	-54.81	-83.45
14.6	-121.84	-162.44	-192.27	-198.15	-173.27	-121.07	-54.32	10.15	57.92	81.47
14.7	81.33	64.21	40.09	19.38	10.26	16.03	32.96	50.05	52.42	27.84
14.8	-26.33	-100.06	-174.14	-228.99	-254.15	-252.57	-237.03	-221.12	-210.88	-202.64
14.9	-188.26	-163.36	-132.08	-104.35	-87.60	-79.27	-66.51	-34.16	24.01	98.99
15.0	170.20	217.16	231.49	220.69	201.15	185.30	172.47	150.11	104.73	34.63
15.1	-45.29	-110.49	-141.36	-135.19	-107.43	-81.28	-73.13	-83.70	-100.51	-109.05
15.2	-103.77	-90.99	-82.28	-84.13	-92.61	-97.10	-90.08	-74.72	-63.71	-69.54
15.3	-93.53	-122.59	-136.89	-123.58	-86.53	-44.45	-18.24	-16.44	-29.46	-37.22
15.4	-24.68	5.85	35.28	41.06	14.15	-32.78	-71.97	-77.97	-43.80	15.12
15.5	71.40	102.80	103.98	85.44	61.84	40.27	15.97	-19.03	-64.85	-108.45
15.6	-130.22	-118.27	-79.36	-37.36	-18.68	-34.31	-71.28	-100.43	-95.75	-52.32
15.7	9.56	56.90	64.47	29.15	-31.06	-91.51	-137.31	-168.73	-198.67	-228.40
15.8	-248.95	-241.08	-191.74	-108.11	-18.30	43.87	60.26	40.88	17.58	22.25
15.9	64.25	122.83	160.63	149.23	89.51	12.50	-39.96	-41.62	2.54	61.52
16.0	100.12	101.64	76.19	50.05	44.80	62.57	85.76	93.12	76.35	46.37
16.1	24.08	23.51	40.53	55.98	50.86	21.59	-16.46	-40.31	-37.06	-14.26
16.2	5.14	-0.02	-32.68	-74.53	-98.92	-90.32	-55.66	-18.67	-1.22	-5.72
16.3	-12.18	7.01	65.19	148.85	224.31	259.69	246.56	205.41	170.62	165.84
16.4	187.99	211.80	211.69	184.32	154.07	155.78	208.43	286.55	346.75	337.05
16.5	240.52	88.07	-56.53	-132.68	-117.15	-34.68	60.47	118.98	123.61	92.85
16.6	61.56	54.38	71.01	91.89	97.18	83.21	63.68	56.03	64.98	77.07
16.7	71.09	36.20	-16.75	-60.34	-69.12	-38.24	11.84	48.36	47.96	11.46
16.8	-38.21	-72.92	-77.93	-59.11	-34.32	-17.23	-6.77	8.39	41.05	83.33
16.9	117.51	125.27	105.83	81.26	83.80	132.37	215.07	291.72	317.03	270.01
17.0	169.73	65.80	9.13	21.58	84.46	152.78	185.01	168.07	121.61	80.16
17.1	67.12	79.06	80.47	74.20	22.07	-49.02	-109.22	-136.31	-130.04	-110.26
17.2	-101.46	-115.47	-144.53	-169.01	-172.85	-155.30	-130.70	-117.60	-125.79	-150.74
17.3	-178.55	-196.53	-201.23	-198.15	-194.88	-193.84	-190.90	-180.48	-162.41	-144.30
17.4	-136.88	-145.94	-167.32	-189.28	-200.58	-198.09	-187.57	-177.00	-167.79	-151.36
17.5	-115.01	-53.60	21.83	85.77	111.20	85.93	21.70	-50.87	-98.83	-105.03
17.6	-76.30	-36.92	-11.98	-11.74	-26.66	-35.64	-21.09	19.43	72.14	116.30
17.7	136.86	132.02	111.58	88.55	70.46	56.38	40.54	19.08	-5.82	-27.30
17.8	-39.29	-41.82	-42.51	-51.58	-76.46	-116.65	-163.73	-205.43	-231.16	-235.95
17.9	-221.40	-194.06	-162.66	-135.49	-118.10	-111.55	-111.66	-110.17	-98.36	-72.04
18.0	-35.32	-0.45	17.21	6.95	-31.20	-85.81	-139.83	-179.42	-200.57	-209.37
18.1	-215.98	-226.29	-237.17	-238.53	-220.95	-183.54	-136.56	-96.50	-76.61	-78.84
18.2	-92.52	-100.74	-90.31	-59.15	-16.57	23.28	50.26	63.55	70.45	79.94
18.3	95.96	114.93	129.02	132.52	126.61	119.23	120.09	134.38	159.36	186.10
18.4	204.84	210.52	204.86	194.05	184.10	177.05	170.34	159.29	140.68	114.81
18.5	85.37	57.48	35.71	23.10	20.98	28.82	43.66	59.81	69.91	67.79
18.6	52.03	27.76	4.76	-7.69	-6.58	2.54	8.62	2.21	-17.78	-42.48
18.7	-57.96	-54.07	-31.32	-1.28	20.21	22.63	6.82	-16.30	-33.50	-37.90
18.8	-32.41	-25.84	-24.53	-26.02	-19.79	5.07	50.39	104.76	148.19	163.20
18.9	145.26	105.63	64.62	39.53	35.13	42.62	47.25	39.07	19.55	-0.15
19.0	-7.22	4.15	29.62	58.56	81.41	95.13	102.86	108.88	113.25	110.63
19.1	84.22	61.70	18.56	-23.95	-54.81	-68.89	-68.43	-59.65	-47.90	-35.03
19.2	-21.16	-8.56	-3.71	-14.66	-44.94	-88.47	-130.20	-153.09	-147.78	-118.25
19.3	-79.52	-48.53	-34.26	-33.64	-36.02	-32.50	-23.42	-18.16	-27.58	-54.74
19.4	-90.96	-120.57	-131.33	-123.00	-107.66	-101.27	-112.05	-134.10	-150.77	-145.86
19.5	-114.81	-68.83	-27.81	-8.03	-12.82	-31.14	-45.69	-44.19	-26.13	-1.29
19.6	18.34	26.83	27.10	26.98	32.16	41.65	48.92	47.39	35.76	19.00
19.7	4.50	-3.45	-6.44	-9.89	-17.98	-29.61	-38.72	-38.87	-27.47	-9.64
19.8	6.53	14.38	12.82	5.93	-1.08	-6.26	-11.98	-21.82	-35.87	-48.48
19.9	-50.79	-36.65	-7.58	27.03	55.25	70.00	73.39	74.84	84.09	103.83

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
20.0	127.07	141.15	135.66	109.03	69.56	30.21	1.15	-15.27	-23.91	-31.86
20.1	-42.78	-54.71	-62.49	-62.58	-58.61	-50.86	-52.23	-63.49	-81.14	-97.25
20.2	-103.87	-97.25	-79.15	-55.12	-31.20	-11.40	2.83	11.40	14.18	10.61
20.3	0.39	-15.43	-34.18	-52.31	-66.74	-75.79	-78.15	-77.40	-71.49	-62.75
20.4	-53.28	-45.87	-43.17	-46.28	-53.76	-61.97	-66.80	-65.92	-60.14	-52.97
20.5	-48.61	-49.60	-55.62	-64.10	-72.02	-77.87	-82.21	-86.86	-93.23	-101.08
20.6	-108.30	-112.02	-109.95	-101.42	-87.43	-69.95	-51.06	-32.21	-14.03	3.55
20.7	20.95	38.50	56.11	73.11	88.46	101.28	111.56	120.44	129.77	141.10
20.8	154.58	168.63	180.78	189.28	194.41	198.58	204.84	214.68	226.61	236.60
20.9	240.27	235.69	224.78	212.54	204.29	202.77	206.88	212.72	216.27	215.84
21.0	212.82	210.32	210.90	214.91	220.59	225.53	228.35	229.20	228.95	227.65
21.1	223.87	215.24	200.28	178.88	157.51	137.81	124.49	118.81	119.48	123.84
21.2	128.32	134.10	136.85	136.72	132.42	124.05	113.55	104.80	102.17	108.05
21.3	121.10	136.36	147.65	150.86	146.02	136.75	127.40	119.74	111.41	97.42
21.4	73.57	39.73	0.58	-36.76	-66.61	-87.74	-103.39	-118.51	-136.08	-154.98
21.5	-170.77	-178.84	-177.51	-168.12	-158.31	-148.92	-141.60	-133.93	-122.76	-107.26
21.6	-90.27	-77.10	-72.62	-77.84	-90.07	-103.68	-113.68	-118.19	-118.99	-119.92
21.7	-124.35	-133.38	-145.51	-157.76	-167.14	-171.69	-170.68	-164.41	-153.90	-140.92
21.8	-127.62	-115.84	-106.01	-86.54	-84.28	-66.35	-42.21	-14.84	10.26	27.71
21.9	35.32	35.36	33.23	34.16	40.00	48.14	53.42	51.79	43.25	32.17
22.0	24.68	24.84	32.15	42.00	48.73	49.28	44.95	40.23	39.56	44.34
22.1	52.24	59.22	62.70	63.66	66.01	73.52	86.41	99.97	106.25	98.28
22.2	74.13	38.70	1.93	-25.48	-36.76	-31.68	-16.11	1.05	11.85	12.22
22.3	2.78	-12.38	-28.19	-40.96	-49.56	-55.23	-60.22	-66.07	-72.45	-77.13
22.4	-77.07	-70.04	-56.02	-37.37	-17.84	-0.90	11.80	20.71	27.57	33.84
22.5	39.51	42.99	42.15	35.94	25.28	12.95	2.19	-4.91	-8.45	-10.44
22.6	-13.58	-19.57	-28.14	-37.19	-43.94	-46.51	-44.92	-40.99	-37.20	-35.05
22.7	-33.92	-31.18	-23.79	-10.57	6.05	20.10	24.36	13.87	-10.95	-43.77
22.8	-74.80	-95.52	-102.89	-100.93	-98.32	-103.43	-119.50	-142.76	-164.65	-176.62
22.9	-174.68	-160.96	-141.61	-122.66	-106.59	-91.82	-75.06	-54.71	-32.69	-13.58
23.0	-1.66	1.87	-0.44	-4.09	-5.69	-5.00	-4.61	-7.70	-15.53	-26.40
23.1	-36.77	-43.46	-45.58	-44.61	-43.21	-43.34	-45.38	-48.29	-50.55	-50.86
23.2	-48.45	-42.96	-34.78	-25.61	-18.81	-18.59	-27.73	-45.14	-64.88	-77.98
23.3	-76.83	-59.58	-32.03	-5.25	9.92	8.35	-7.18	-28.37	-46.83	-58.90
23.4	-66.91	-76.29	-80.83	-109.45	-126.82	-137.14	-138.26	-133.18	-127.74	-126.14
23.5	-127.82	-127.67	-119.79	-102.01	-78.07	-55.84	-42.62	-40.72	-45.95	-50.08
23.6	-45.50	-29.15	-3.65	24.56	48.63	63.78	68.15	61.89	46.24	23.07
23.7	-4.80	-33.38	-58.18	-75.46	-83.42	-82.30	-73.48	-58.40	-38.25	-14.87
23.8	8.20	25.76	32.76	27.18	11.96	-5.65	-17.63	-18.58	-13.22	-5.31
23.9	-3.28	-10.53	-24.38	-38.02	-45.39	-45.47	-43.12	-45.90	-59.00	-81.68
24.0	-107.72	-129.35	-142.01	-146.53	-147.37	-148.43	-149.44	-145.80	-131.99	-106.22
24.1	-72.93	-41.22	-20.10	-13.46	-18.07	-25.69	-27.90	-20.57	-5.23	12.82
24.2	28.30	38.88	45.74	52.01	60.48	72.22	86.63	102.07	116.51	127.53
24.3	132.50	129.45	118.54	103.34	90.22	85.82	93.46	110.89	130.98	145.38
24.4	148.93	142.11	129.77	117.30	106.75	95.81	80.22	57.86	31.20	6.24
24.5	-11.60	-21.47	-27.91	-37.61	-54.06	-74.26	-89.99	-93.37	-83.03	-66.52
24.6	-56.89	-65.25	-83.80	-133.86	-170.71	-190.48	-187.87	-167.18	-138.50	-111.36
24.7	-90.13	-73.64	-58.44	-42.71	-27.95	-17.51	-13.62	-15.42	-19.47	-22.11
24.8	-21.71	-18.97	-15.23	-10.43	-2.56	10.88	30.44	53.36	74.69	89.87
24.9	97.20	98.29	96.23	93.23	88.60	84.91	80.24	78.30	86.94	105.64
25.0	132.54	159.44	176.46	177.32	162.71	139.50	116.09	97.11	80.96	62.00
25.1	35.75	3.33	-28.02	-49.01	-54.01	-44.80	-29.48	-17.57	-14.46	-18.77
25.2	-24.32	-24.98	-18.89	-9.49	-2.67	-2.57	-8.69	-16.41	-20.05	-16.36
25.3	-6.08	7.07	18.95	27.12	31.26	32.27	30.97	27.65	22.72	17.43
25.4	13.94	14.42	19.79	28.26	40.84	53.16	65.38	78.12	91.90	106.39
25.5	120.40	132.91	144.27	156.18	170.51	187.37	204.12	216.37	220.40	215.69
25.6	205.55	195.41	189.63	188.97	190.35	189.08	182.08	169.82	155.83	144.16
25.7	136.61	131.63	125.57	115.21	100.00	82.39	66.36	55.15	49.80	49.29
25.8	51.67	55.37	59.63	64.09	68.05	70.38	70.15	67.45	63.76	61.36
25.9	62.19	66.85	74.46	83.24	91.43	97.82	101.71	102.72	100.84	96.86
26.0	92.77	91.39	95.20	104.75	117.88	130.44	138.41	140.15	137.41	134.26
26.1	134.57	139.72	147.89	155.50	159.74	160.30	159.22	158.96	160.16	160.83
26.2	157.59	148.17	133.25	116.40	101.77	91.36	83.56	74.18	59.32	38.30
26.3	14.52	-6.10	-18.40	-20.63	-15.18	-6.92	-0.47	1.80	0.06	-4.33
26.4	-10.43	-18.46	-29.23	-42.81	-57.70	-71.11	-80.35	-84.25	-83.72	-81.23
26.5	-79.46	-80.21	-84.02	-90.57	-99.33	-108.75	-121.00	-131.63	-139.49	-142.39
26.6	-138.96	-129.24	-114.65	-97.39	-79.74	-63.84	-51.79	-45.83	-47.89	-58.59
26.7	-76.07	-95.75	-111.59	-118.39	-114.24	-101.51	-85.67	-72.61	-65.62	-64.08
26.8	-64.28	-62.04	-55.30	-45.30	-35.57	-29.61	-28.67	-31.23	-34.23	-35.30
26.9	-34.30	-33.20	-34.46	-38.94	-45.03	-49.53	-49.83	-46.04	-41.38	-40.62
27.0	-47.25	-61.15	-78.25	-92.44	-98.66	-95.45	-85.42	-73.55	-64.39	-59.92
27.1	-59.16	-59.61	-59.31	-58.15	-57.63	-59.30	-63.18	-67.25	-68.42	-64.33
27.2	-54.76	-41.81	-28.62	-17.67	-9.58	-3.19	3.40	11.42	20.70	29.75
27.3	36.44	38.77	35.36	25.62	9.86	-9.96	-31.17	-49.99	-63.28	-69.92
27.4	-71.59	-72.03	-75.10	-82.52	-92.88	-102.54	-108.13	-108.87	-107.32	-107.72
27.5	-113.14	-123.17	-133.93	-140.37	-139.52	-132.31	-122.93	-116.09	-114.12	-116.08
27.6	-119.29	-122.18	-126.06	-134.31	-149.34	-169.39	-187.73	-195.39	-185.88	-159.79
27.7	-124.50	-91.78	-71.70	-68.24	-78.19	-93.90	-107.73	-115.56	-117.40	-115.58
27.8	-112.09	-107.29	-100.43	-91.19	-80.82	-71.61	-65.45	-62.43	-60.89	-58.90
27.9	-55.96	-53.64	-54.46	-59.85	-69.16	-78.01	-86.04	-88.46	-86.91	-83.54
28.0	-80.15	-77.02	-73.26	-68.44	-63.90	-62.57	-66.96	-76.87	-88.53	-96.24
28.1	-95.65	-86.56	-73.21	-61.68	-55.99	-55.62	-56.03	-51.98	-41.33	-26.69
28.2	-13.83	-7.84	-9.80	-16.18	-21.29	-21.08	-15.59	-8.42	-3.78	-3.19
28.3	-4.34	-2.68	5.22	19.15	35.15	47.97	54.29	54.54	52.34	51.88
28.4	55.98	63.98	73.76	82.95	90.41	96.17	100.54	103.31	103.88	102.21
28.5	99.57	98.29	100.31	105.58	111.62	114.80	112.58	105.37	96.55	90.58
28.6	90.46	96.13	104.87	113.19	118.79	121.24	121.04	118.11	111.16	98.68
28.7	80.93	61.27	45.58	39.51	45.35	60.35	77.89	90.82	95.13	91.59
28.8	84.60	79.07	77.48	78.99	80.74	80.40	77.94	75.50	75.68	79.50
28.9	85.67	91.46	94.43	93.71	89.99	84.40	77.35	68.30	56.68	43.11
29.0	29.80	18.71	14.93	15.35	18.74	22.08	23.27	22.02	19.38	16.38
29.1	13.05	8.44	1.86	-6.01	-12.90	-16.26	-15.04	-10.74	-6.71	-6.08
29.2	-9.61	-15.07	-18.68	-17.70	-12.41	-6.13	-3.26	-6.56	-15.62	-27.45
29.3	-38.63	-47.46	-54.55	-61.50	-68.88	-75.07	-77.08	-72.81	-63.17	-52.40
29.4	-46.03	-47.88	-57.74	-71.49	-83.38	-89.08	-87.69	-81.50	-74.08	-68.18
29.5	-64.71	-63.21	-63.03	-64.02	-66.21	-68.91	-70.26	-68.03	-61.15	-50.94
29.6	-40.95	-35.02	-34.91	-38.80	-42.64	-41.61	-33.82	-20.86	-7.29	2.83
29.7	7.15	6.05	1.40	-5.25	-13.49	-23.41	-34.20	-43.32	-47.29	-43.75
29.8	-33.35	-19.96	-8.63	-2.64	-1.55	-1.60	1.53	9.56	20.11	28.01
29.9	28.55	20.61	7.54	-4.60	-10.45	-8.04	0.75	11.90	21.84	29.12

(c) Ⅲ種地盤用

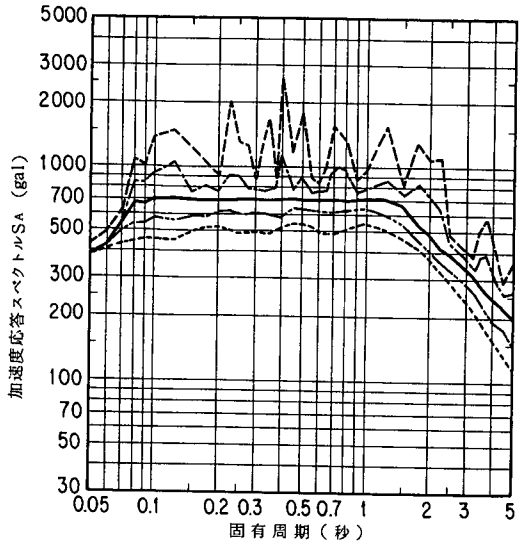
TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.0	-78.40	-117.64	-147.47	-159.57	-152.24	-130.53	-103.50	-80.33	-67.10	-65.58
0.1	-73.77	-87.37	-101.44	-111.72	-115.46	-112.05	-103.08	-91.73	-81.48	-74.62
0.2	-71.48	-70.77	-71.04	-72.06	-75.25	-82.58	-94.65	-109.30	-121.98	-127.77
0.3	-123.99	-111.65	-94.73	-77.65	-62.60	-48.49	-32.33	-11.89	11.86	34.54
0.4	50.36	55.22	48.88	34.84	18.16	2.72	-10.38	-22.29	-34.47	-46.60
0.5	-56.07	-59.15	-53.21	-38.63	-19.27	-1.29	8.85	6.56	-9.48	-36.89
0.6	-70.06	-101.56	-124.29	-133.88	-130.50	-118.99	-106.90	-100.78	-102.72	-108.91
0.7	-111.53	-103.20	-81.79	-52.70	-27.18	-17.33	-30.34	-65.09	-112.77	-160.88
0.8	-198.38	-219.13	-222.39	-211.01	-189.10	-160.82	-130.61	-103.87	-86.58	-83.27
0.9	-94.36	-114.63	-134.45	-143.72	-136.63	-114.87	-87.23	-65.74	-60.13	-73.52
1.0	-101.28	-133.53	-159.79	-173.46	-174.15	-166.80	-159.19	-157.05	-162.40	-172.35
1.1	-180.83	-181.64	-171.31	-150.67	-124.25	-97.94	-76.14	-59.91	-47.06	-34.18
1.2	-19.24	-3.24	10.26	17.56	17.54	13.04	8.77	13.15	25.03	42.26
1.3	58.09	65.82	62.51	50.61	36.68	27.92	28.57	38.33	53.36	69.19
1.4	83.41	96.50	110.31	125.36	138.94	145.35	138.81	117.20	84.83	52.08
1.5	31.83	33.89	60.22	103.17	148.01	178.72	184.68	165.04	128.88	91.03
1.6	65.47	59.51	71.20	91.22	107.83	112.50	103.37	85.24	66.39	54.16
1.7	51.53	56.19	62.07	62.42	52.63	31.86	2.98	-28.71	-57.22	-77.46
1.8	-86.10	-81.96	-65.83	-40.13	-8.50	24.47	53.59	73.63	80.41	72.28
1.9	51.41	24.00	-1.06	-15.29	-14.13	0.72	21.69	38.65	43.73	35.34
2.0	19.01	4.58	0.89	10.95	30.10	48.18	54.68	43.91	17.65	-16.13
2.1	-47.52	-69.58	-81.18	-86.66	-82.45	-102.87	-117.31	-130.24	-134.01	-123.00
2.2	-96.91	-61.55	-26.65	-1.78	7.81	3.16	-9.29	-21.36	-27.34	-28.81
2.3	-24.43	-26.98	-39.15	-60.55	-85.30	-104.65	-110.79	-100.09	-74.12	-38.29
2.4	0.72	37.23	67.47	89.27	101.28	102.62	93.32	75.14	51.83	28.70
2.5	11.29	3.93	8.59	24.53	48.50	75.45	99.72	116.55	123.51	121.41
2.6	113.79	104.95	97.37	89.95	78.48	58.45	28.86	-5.49	-34.88	-48.93
2.7	-41.89	-16.23	18.02	47.80	62.96	60.51	44.76	23.96	5.54	-7.02
2.8	-14.34	-19.04	-23.28	-27.85	-33.04	-39.94	-50.71	-67.07	-88.14	-109.37
2.9	-124.02	-126.46	-115.56	-95.81	-75.21	-61.19	-56.87	-59.80	-63.84	-62.68
3.0	-52.80	-34.55	-10.97	14.11	37.38	56.24	68.20	70.70	61.85	41.68
3.1	13.04	-18.73	-47.28	-67.08	-74.76	-69.48	-52.75	-28.16	-0.99	22.60
3.2	37.21	40.61	35.48	28.03	30.02	44.25	71.03	103.02	129.96	144.24
3.3	145.04	138.22	132.05	131.59	135.35	136.77	129.39	112.20	91.35	76.68
3.4	75.40	86.96	102.85	111.57	105.74	86.73	63.87	48.85	48.93	63.28
3.5	84.35	102.94	113.41	115.86	114.48	113.93	116.64	122.52	130.56	140.13
3.6	150.60	159.51	161.33	148.95	117.73	70.03	16.80	-25.66	-42.52	-27.18
3.7	15.89	73.90	132.12	180.05	213.73	233.73	240.93	233.91	209.82	167.98
3.8	113.26	56.04	8.26	-22.34	-36.11	-40.86	-47.08	-61.71	-84.21	-107.03
3.9	-119.93	-115.54	-93.10	-58.83	-23.20	3.34	14.21	8.96	-6.49	-21.66
4.0	-24.97	-7.85	31.15	86.12	144.91	194.66	227.30	242.69	247.52	250.50
4.1	256.80	265.34	270.56	267.43	256.06	242.43	234.20	234.55	238.04	232.21
4.2	204.29	149.49	75.70	1.36	-52.35	-70.88	-52.03	-5.48	52.92	108.08
4.3	150.08	174.43	179.48	163.99	128.80	89.42	-2.69	-78.75	-145.68	-192.30
4.4	-213.24	-210.25	-190.78	-164.61	-140.45	-123.65	-115.60	-114.39	-116.25	-117.47
4.5	-116.18	-113.64	-114.12	-123.08	-144.15	-176.23	-213.08	-245.12	-263.79	-260.60
4.6	-253.78	-236.50	-222.59	-217.23	-219.96	-225.79	-228.53	-224.12	-212.20	-195.54
4.7	-178.27	-164.28	-156.61	-157.39	-167.79	-187.27	-212.60	-238.29	-257.16	-264.04
4.8	-257.99	-243.27	-227.86	-220.14	-225.48	-244.31	-272.49	-303.22	-329.31	-344.90
4.9	-346.09	-331.29	-301.40	-259.99	-213.01	-167.45	-128.34	-101.81	-84.49	-74.42
5.0	-68.15	-63.58	-60.39	-58.98	-58.79	-57.34	-50.94	-36.66	-14.44	12.16
5.1	37.05	54.06	59.37	52.78	37.40	18.36	1.24	-9.05	-9.01	2.89
5.2	25.58	55.16	85.48	109.92	123.78	126.15	120.22	111.50	104.87	102.05
5.3	100.89	96.97	86.52	69.14	48.56	31.24	23.44	28.42	45.04	68.34
5.4	91.53	108.32	114.74	109.84	95.80	76.11	56.52	41.65	34.58	35.48
5.5	41.23	46.39	45.31	34.64	15.17	-8.16	-28.20	-38.79	-37.65	-27.58
5.6	-15.35	-8.73	-13.13	-29.28	-53.02	-77.10	-84.09	-89.23	-92.08	-76.52
5.7	-59.41	-48.23	-48.67	-62.64	-87.43	-116.13	-139.58	-149.19	-139.98	-112.55
5.8	-73.35	-32.75	-1.72	11.86	5.78	-15.85	-44.24	-68.92	-81.35	-77.71
5.9	-60.06	-35.68	-14.51	-5.70	-14.16	-38.35	-70.39	-98.51	-111.15	-101.31
6.0	-69.13	-21.85	29.12	72.46	100.75	112.20	109.74	98.46	82.81	65.22
6.1	46.65	28.41	13.91	8.08	20.92	54.57	110.47	182.71	259.67	326.81
6.2	370.82	383.57	364.47	320.53	263.83	207.66	162.52	133.60	120.50	118.94
6.3	123.40	129.50	135.00	138.46	143.22	146.55	149.42	151.91	154.47	157.65
6.4	161.42	164.55	164.91	160.67	151.89	141.19	132.86	130.31	133.36	137.02
6.5	132.82	112.63	73.17	18.99	-37.87	-81.61	-98.58	-82.72	-38.45	20.32
6.6	74.63	106.74	105.93	71.87	14.37	-50.36	-105.44	-139.15	-148.44	-139.04
6.7	-122.23	-109.75	-109.09	-121.06	-140.40	-158.67	-167.76	-162.69	-142.59	-110.49
6.8	-72.20	-35.12	-6.95	5.99	0.57	-21.72	-54.81	-90.05	-119.67	-139.89
6.9	-152.16	-161.43	-172.63	-187.37	-203.06	-214.88	-219.35	-216.83	-211.24	-207.02
7.0	-205.57	-203.78	-196.02	-178.36	-152.23	-124.75	-105.29	-100.27	-109.71	-127.74
7.1	-146.80	-162.41	-175.22	-188.75	-204.55	-218.55	-221.77	-205.62	-168.58	-119.68
7.2	-75.73	-53.23	-59.55	-88.52	-123.53	-148.42	-147.14	-128.74	-104.80	-91.16
7.3	-96.73	-118.48	-143.16	-154.22	-140.15	-99.80	-42.63	15.74	59.95	80.56
7.4	76.69	55.38	28.10	6.30	-2.46	3.72	21.93	47.39	76.78	109.71
7.5	147.48	189.71	231.28	262.50	273.05	258.11	222.51	179.59	144.32	124.41
7.6	115.05	101.45	68.50	12.17	-54.92	-107.86	-122.36	-88.62	-17.88	62.81
7.7	124.65	151.88	148.41	133.00	126.46	139.26	167.17	196.63	215.45	221.20
7.8	221.74	228.43	247.25	274.37	299.20	312.16	311.80	305.84	305.98	320.10
7.9	347.37	379.46	406.17	421.36	424.94	420.18	409.14	390.39	360.83	320.21
8.0	274.34	234.00	209.58	205.11	215.76	230.80	240.02	239.29	231.47	222.54
8.1	216.01	209.82	198.13	176.34	145.54	112.95	87.76	75.36	73.88	75.53
8.2	71.51	57.20	34.17	8.24	-14.54	-30.76	-39.80	-41.70	-35.45	-19.45
8.3	6.02	36.58	64.08	79.85	79.42	63.72	38.31	8.55	-23.95	-61.34
8.4	-105.66	-153.93	-196.40	-219.85	-214.66	-180.84	-129.12	-75.70	-34.16	-9.43
8.5	2.26	7.93	11.11	8.68	-5.40	-38.64	-84.60	-132.78	-169.28	-185.45
8.6	-182.54	-170.21	-160.07	-158.57	-163.97	-168.92	-166.46	-155.10	-139.61	-127.56
8.7	-124.51	-131.29	-145.05	-162.47	-182.20	-204.36	-227.81	-247.59	-255.57	-244.44
8.8	-212.84	-167.72	-121.92	-87.97	-71.57	-69.10	-70.43	-65.40	-49.79	-27.33
8.9	-6.90	2.94	-1.46	-17.57	-38.99	-59.11	-73.83	-82.23	-85.42	-85.11
9.0	-82.74	-79.23	-74.68	-67.86	-55.85	-34.73	-1.72	42.41	92.18	138.76
9.1	173.44	191.11	191.50	177.38	151.20	113.00	61.71	-1.00	-67.11	-122.69
9.2	-153.20	-151.53	-123.28	-85.60	-58.96	-56.38	-76.53	-105.27	-124.86	-125.40
9.3	-111.26	-98.43	-104.39	-136.87	-188.43	-240.23	-272.48	-275.13	-252.72	-220.94
9.4	-197.83	-195.08	-214.24	-248.73	-289.19	-328.14	-361.45	-386.97	-402.46	-405.05
9.5	-392.57	-365.31	-326.42	-280.53	-231.71	-182.39	-134.17	-89.56	-52.75	-28.25
9.6	-17.98	-19.01	-24.08	-25.04	-17.35	-2.41	13.77	24.98	28.91	28.22
9.7	27.52	28.64	27.86	17.59	-8.11	-47.85	-91.03	-121.78	-126.64	-101.61
9.8	-54.30	0.03	46.11	75.37	88.30	91.57	92.61	95.04	97.41	95.31
9.9	84.82	65.08	38.87	11.60	-10.19	-20.09	-13.08	13.17	56.75	110.99

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
10.0	165.67	210.42	238.56	249.59	248.48	242.17	235.36	228.27	217.61	200.01
10.1	175.31	147.48	122.48	104.85	95.51	92.31	92.75	96.69	106.61	125.14
10.2	151.50	179.53	199.23	201.11	180.96	142.17	94.08	47.83	11.71	-11.29
10.3	-23.02	-27.74	-29.53	-30.84	-32.33	-33.49	-33.20	-30.30	-24.23	-15.98
10.4	-8.60	-6.69	-14.45	-33.19	-59.75	-87.22	-107.82	-116.39	-112.19	-98.04
10.5	-77.26	-50.99	-17.74	24.24	73.59	124.14	166.54	192.53	198.22	190.37
10.6	174.03	157.78	145.08	134.75	123.65	110.38	97.19	88.62	88.39	96.66
10.7	109.84	122.86	131.93	135.77	134.48	127.53	112.78	97.80	52.43	10.35
10.8	-32.04	-69.03	-98.73	-123.42	-146.44	-167.80	-182.07	-180.93	-158.10	-119.72
10.9	-74.80	-40.23	-26.18	-32.02	-46.35	-54.37	-47.20	-27.24	-6.03	3.77
11.0	-3.28	-22.22	-41.78	-52.42	-52.76	-49.85	-53.47	-68.82	-92.68	-115.80
11.1	-129.32	-130.50	-123.65	-115.86	-110.90	-105.98	-93.51	-66.63	-24.36	27.12
11.2	77.61	117.67	141.80	148.07	135.76	103.66	51.27	-18.04	-84.82	-164.96
11.3	-214.82	-237.10	-233.72	-213.47	-186.31	-158.15	-129.69	-99.60	-68.94	-42.95
11.4	-28.27	-27.82	-37.42	-47.43	-48.69	-38.62	-22.73	-10.02	-5.46	-5.35
11.5	0.53	20.77	54.13	87.50	102.46	86.72	42.50	-14.01	-62.33	-80.13
11.6	-99.69	-103.92	-114.60	-131.37	-139.80	-120.58	-63.98	20.48	106.47	164.64
11.7	178.26	156.94	121.82	100.16	104.51	127.23	147.25	144.81	114.44	67.84
11.8	25.84	5.28	10.04	31.29	55.85	75.96	93.67	117.37	153.78	201.57
11.9	250.83	289.10	307.34	304.66	286.15	258.31	225.13	187.96	148.47	111.45
12.0	84.40	73.76	80.30	97.63	115.30	124.71	123.92	117.83	113.91	116.52
12.1	124.00	130.60	131.38	126.47	121.08	121.42	129.52	140.91	147.16	141.49
12.2	123.37	98.72	75.57	58.20	44.10	25.81	-3.62	-45.55	-94.43	-140.90
12.3	-178.82	-198.44	-205.98	-200.43	-181.11	-146.22	-98.26	-37.21	19.76	63.15
12.4	87.57	97.38	104.10	118.82	143.99	170.57	182.77	167.94	125.43	68.53
12.5	18.18	-7.95	-4.26	21.25	52.94	76.78	86.68	84.71	76.05	63.36
12.6	44.84	17.33	-18.47	-55.00	-79.97	-82.58	-59.69	-17.86	30.20	72.34
12.7	102.45	121.37	133.19	140.19	140.25	128.61	102.55	65.40	26.91	-0.70
12.8	-8.33	5.91	36.62	74.48	110.74	140.13	161.05	173.92	178.47	178.29
12.9	171.42	160.91	149.46	138.80	128.93	116.95	99.52	74.27	41.25	2.74
13.0	-37.99	-77.96	-115.00	-147.56	-174.58	-195.86	-213.42	-230.54	-251.25	-277.02
13.1	-304.73	-327.12	-336.62	-330.71	-315.33	-303.43	-308.53	-336.48	-380.42	-422.54
13.2	-442.28	-426.60	-376.59	-306.52	-236.17	-181.08	-146.48	-127.83	-116.88	-108.44
13.3	-103.41	-106.35	-119.97	-140.86	-159.85	-166.89	-157.18	-134.40	-108.70	-80.79
13.4	-85.86	-81.11	-88.20	-98.87	-89.92	-74.67	-60.31	-53.07	-54.38	-60.28
13.5	-63.99	-60.04	-47.32	-29.72	-14.09	-6.94	-11.51	-26.37	-46.11	-63.59
13.6	-72.94	-72.02	-63.43	-53.41	-49.07	-55.02	-71.02	-92.14	-111.15	-122.22
13.7	-123.59	-117.99	-110.38	-104.64	-101.32	-97.59	-89.50	-74.72	-54.00	-30.47
13.8	-7.58	12.81	30.73	46.71	60.09	68.53	69.52	63.00	53.11	47.57
13.9	54.50	78.22	116.47	160.62	198.95	221.32	222.94	205.55	176.04	143.34
14.0	115.28	96.53	87.76	85.95	85.50	79.80	63.24	33.09	-9.29	-58.53
14.1	-106.84	-146.85	-172.88	-182.86	-177.94	-160.41	-133.52	-100.52	-64.82	-30.14
14.2	-0.03	22.99	38.24	46.92	51.09	52.27	50.48	44.55	33.32	17.05
14.3	-2.00	-20.31	-34.56	-42.99	-45.65	-43.64	-38.00	-29.09	-16.91	-1.90
14.4	14.48	30.02	42.63	51.19	55.66	56.33	52.87	44.02	28.42	5.93
14.5	-21.26	-48.94	-72.24	-87.39	-92.62	-87.65	-72.42	-46.19	-8.05	41.34
14.6	87.89	153.78	198.43	226.98	233.63	222.75	202.16	180.54	163.89	153.73
14.7	147.70	141.64	131.69	115.44	91.86	61.01	24.01	-16.40	-55.48	-87.19
14.8	-106.00	-108.15	-98.07	-78.09	-56.30	-38.98	-29.66	-28.79	-34.59	-44.22
14.9	-54.41	-61.51	-61.64	-51.68	-31.00	-2.83	25.89	46.89	54.25	47.32
15.0	31.01	13.00	-0.73	-9.19	-16.51	-28.38	-47.28	-69.17	-84.35	-82.03
15.1	-55.99	-8.25	51.75	111.58	161.36	196.85	218.84	229.58	229.17	214.85
15.2	183.64	136.67	81.80	32.31	1.50	-3.61	13.85	41.92	65.62	74.18
15.3	65.67	46.65	27.44	15.91	13.46	15.20	13.68	3.69	-14.91	-37.60
15.4	-58.25	-72.60	-80.16	-83.70	-87.10	-93.13	-102.44	-113.85	-125.50	-135.79
15.5	-143.63	-148.27	-149.00	-145.19	-136.42	-122.56	-103.75	-80.27	-52.81	-22.84
15.6	7.20	34.51	57.39	76.74	86.32	121.09	153.96	182.73	229.39	282.84
15.7	253.92	230.15	187.34	136.76	89.80	51.82	22.50	-3.46	-30.26	-67.34
15.8	-79.25	-89.43	-85.18	-70.36	-53.87	-44.82	-47.55	-59.57	-73.88	-83.59
15.9	-85.98	-83.34	-80.31	-80.23	-82.85	-85.22	-84.55	-80.65	-78.04	-73.51
16.0	-73.26	-71.80	-63.99	-46.69	-21.69	4.55	24.09	31.93	28.47	18.65
16.1	8.47	1.30	-3.53	-9.15	-18.08	-30.04	-42.09	-50.81	-54.48	-53.54
16.2	-48.90	-39.64	-22.32	7.15	49.88	101.87	153.50	194.50	218.93	228.80
16.3	233.52	245.27	272.60	315.86	366.62	411.10	435.68	431.87	398.82	343.22
16.4	277.19	215.34	171.44	155.26	169.77	209.68	262.40	311.59	342.38	346.21
16.5	323.10	280.31	228.24	175.84	127.73	84.17	43.22	3.29	-35.56	-71.78
16.6	-103.33	-128.27	-144.32	-148.24	-135.98	-104.52	-54.70	6.69	67.43	113.50
16.7	134.50	128.21	101.56	67.48	38.83	22.68	17.76	16.20	8.41	-11.67
16.8	-43.66	-81.53	-117.10	-144.28	-161.59	-171.90	-179.96	-189.29	-200.21	-209.86
16.9	-214.05	-209.65	-196.33	-176.78	-155.45	-136.55	-122.25	-111.81	-101.97	-88.58
17.0	-68.71	-42.51	-13.94	9.89	21.55	15.42	-8.82	-45.71	-85.30	-116.34
17.1	-130.03	-122.74	-96.62	-58.07	-15.17	24.73	56.11	75.22	79.62	68.28
17.2	42.40	6.37	-32.36	-65.34	-86.44	-95.06	-96.96	-101.74	-117.77	-146.92
17.3	-182.04	-208.97	-212.57	-183.94	-125.40	-50.57	20.69	70.13	88.21	77.33
17.4	50.00	23.01	10.48	18.60	44.10	76.50	102.90	113.07	103.16	76.63
17.5	42.66	12.83	-3.75	-1.52	18.31	49.51	83.01	109.78	123.22	120.33
17.6	101.70	70.60	31.98	-8.39	-44.60	-71.39	-85.24	-85.65	-75.90	-62.59
17.7	-53.71	-55.76	-71.07	-96.65	-125.40	-149.10	-162.03	-163.45	-157.55	-151.14
17.8	-150.08	-156.48	-167.95	-179.47	-186.69	-188.95	-180.29	-197.81	-218.04	-253.19
17.9	-299.05	-345.68	-380.82	-394.38	-382.33	-348.14	-301.40	-254.11	-216.21	-192.25
18.0	-180.33	-173.88	-165.23	-148.63	-127.73	-105.47	-91.27	-91.77	-108.21	-135.28
18.1	-163.21	-182.24	-187.24	-180.12	-168.74	-162.70	-168.40	-185.87	-209.06	-229.27
18.2	-239.70	-238.44	-228.42	-214.61	-200.48	-186.07	-168.76	-145.89	-118.09	-88.98
18.3	-64.24	-47.66	-38.51	-31.40	-18.92	4.28	38.19	76.82	111.08	131.84
18.4	134.78	121.67	99.69	78.54	66.70	68.21	81.12	98.28	110.21	109.45
18.5	94.50	71.55	52.57	50.15	70.96	111.29	157.25	190.28	195.43	168.47
18.6	117.84	60.20	12.14	-17.85	-32.51	-42.80	-50.59	-81.42	-131.13	-167.92
18.7	-188.02	-181.83	-147.22	-89.26	-17.39	57.90	127.15	182.96	220.28	237.00
18.8	234.51	217.56	192.92	167.16	144.63	126.87	113.59	104.09	97.89	94.00
18.9	89.68	80.27	61.39	32.38	-1.16	-28.33	-37.93	-25.04	4.90	37.75
19.0	58.09	58.39	44.50	33.47	44.32	86.66	153.89	225.07	274.77	285.59
19.1	256.42	202.32	146.47	109.00	88.81	112.06	136.98	161.57	179.50	191.73
19.2	203.86	221.56	246.88	277.08	306.05	327.23	336.52	334.09	324.39	314.39
19.3	310.54	315.59	326.66	336.03	334.48	315.92	280.98	237.35	196.50	168.52
19.4	157.76	161.83	173.98	187.33	197.93	205.06	209.13	209.14	202.10	184.84
19.5	156.89	122.13	87.63	60.22	43.12	34.83	31.05	27.98	24.71	22.96
19.6	24.75	30.07	36.71	42.39	47.46	55.47	70.57	93.19	117.39	132.50
19.7	129.17	106.22	73.58	48.60	46.81	72.49	114.77	152.23	163.85	140.28
19.8	88.97	30.22	-13.41	-28.23	-14.96	13.77	41.89	58.77	63.60	63.27
19.9	65.95	74.72	85.05	87.28	72.23	36.46	-15.61	-73.68	-126.17	-165.26

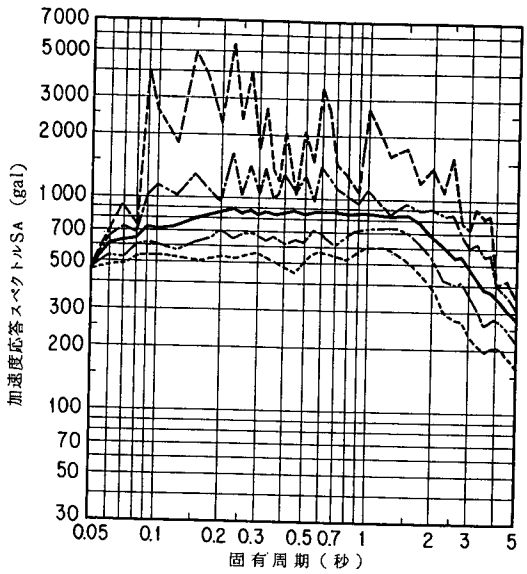
TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
20.0	-189.43	-203.01	-212.95	-224.35	-237.12	-245.22	-238.21	-211.10	-159.35	-91.44
20.1	-22.32	30.89	56.25	50.97	22.85	-14.59	-48.82	-73.89	-91.80	-109.25
20.2	-132.10	-161.02	-191.05	-214.90	-227.84	-230.59	-228.70	-228.76	-234.13	-243.08
20.3	-250.19	-250.07	-240.73	-224.48	-206.18	-190.17	-178.23	-169.62	-162.88	-157.64
20.4	-154.94	-155.99	-160.37	-165.58	-168.29	-166.80	-162.66	-159.97	-162.69	-171.41
20.5	-182.03	-187.49	-181.71	-163.37	-137.01	-110.61	-90.99	-79.82	-72.76	-62.19
20.6	-41.94	-11.00	25.92	61.23	88.67	106.31	116.45	122.74	126.53	125.06
20.7	112.73	84.80	41.29	-11.28	-61.53	-97.39	-110.84	-100.74	-72.82	-37.06
20.8	-3.98	18.54	26.97	22.09	7.93	-10.02	-26.51	-38.14	-44.41	-47.74
20.9	-52.33	-62.10	-78.61	-100.06	-122.27	-141.07	-155.03	-166.59	-180.87	-202.51
21.0	-232.37	-265.98	-294.95	-310.72	-308.38	-288.74	-257.37	-221.35	-185.82	-152.18
21.1	-118.83	-83.62	-46.31	-9.46	22.55	45.71	58.27	61.52	59.02	55.15
21.2	53.59	56.26	62.75	70.43	75.19	72.93	61.59	42.67	21.26	3.99
21.3	-4.37	-3.71	1.11	3.29	-1.15	-9.86	-14.57	-5.83	20.48	59.08
21.4	96.73	118.96	118.34	99.04	74.58	59.67	61.02	72.97	80.70	69.35
21.5	33.13	-20.93	-77.18	-120.46	-144.50	-154.43	-162.24	-178.52	-205.93	-238.28
21.6	-265.09	-278.25	-276.12	-263.07	-245.32	-226.72	-207.25	-184.74	-157.76	-127.14
21.7	-94.80	-61.30	-24.48	19.27	71.67	129.86	186.60	233.72	266.53	286.12
21.8	287.69	306.11	311.91	310.74	296.88	268.34	229.81	191.14	162.17	147.43
21.9	144.23	145.59	145.75	144.46	146.92	159.56	184.69	217.72	249.02	269.12
22.0	273.63	264.85	249.34	233.34	219.57	207.12	194.19	181.15	171.48	170.04
22.1	180.12	201.54	231.16	265.15	300.98	337.65	374.02	407.03	431.60	442.89
22.2	439.27	424.11	404.37	387.03	375.30	367.19	357.38	340.74	315.25	282.17
22.3	243.83	200.97	151.87	94.11	27.75	-42.72	-109.08	-162.74	-198.41	-215.86
22.4	-218.67	-211.24	-196.31	-174.77	-147.66	-118.40	-93.21	-78.85	-79.01	-91.87
22.5	-110.71	-127.35	-136.49	-138.15	-136.78	-137.91	-144.45	-155.04	-165.28	-170.69
22.6	-169.30	-162.31	-152.85	-143.84	-136.66	-131.34	-127.62	-126.01	-127.72	-133.83
22.7	-144.21	-157.37	-171.10	-183.66	-194.48	-204.05	-213.10	-222.00	-230.61	-238.61
22.8	-245.72	-251.48	-254.48	-251.92	-240.09	-216.02	-178.39	-133.67	-85.53	-42.63
22.9	-10.85	7.55	14.16	12.86	7.78	1.66	-4.60	-11.39	-19.46	-28.26
23.0	-40.62	-52.85	-64.80	-75.02	-82.02	-84.87	-83.86	-80.78	-78.38	-78.24
23.1	-84.48	-93.28	-103.37	-112.42	-119.40	-124.94	-130.60	-137.50	-145.39	-152.79
23.2	-158.22	-161.54	-164.44	-169.57	-178.63	-190.88	-202.84	-209.66	-207.50	-195.55
23.3	-176.59	-155.85	-138.86	-129.31	-127.88	-132.57	-139.81	-146.01	-148.61	-146.57
23.4	-140.14	-130.35	-118.20	-104.13	-87.66	-67.61	-42.88	-13.33	19.52	52.53
23.5	81.81	104.62	119.52	127.65	131.43	133.28	134.61	135.76	136.92	139.30
23.6	145.63	159.32	162.64	214.82	251.25	284.41	306.18	310.48	295.23	262.66
23.7	218.33	169.34	122.56	83.35	54.78	37.43	29.49	27.55	27.77	27.35
23.8	25.60	23.95	24.92	30.32	40.04	51.87	62.75	70.44	74.56	76.15
23.9	76.16	74.03	67.53	54.39	34.65	12.07	-6.82	-15.79	-12.57	-0.73
24.0	11.78	16.77	10.35	-4.85	-21.41	-31.72	-32.81	-28.47	-27.11	-36.80
24.1	-60.28	-92.98	-125.14	-146.69	-152.04	-141.95	-121.97	-98.59	-75.68	-53.46
24.2	-29.99	-4.10	22.66	46.16	61.99	68.19	66.73	62.68	61.53	66.20
24.3	75.39	84.08	85.98	76.50	54.92	24.55	-8.97	-40.53	-68.02	-93.32
24.4	-121.20	-156.58	-201.32	-252.17	-300.99	-337.26	-351.88	-340.51	-304.91	-251.80
24.5	-189.97	-127.22	-68.68	-17.02	26.15	58.87	78.77	84.25	76.27	58.22
24.6	40.08	26.04	21.78	27.79	40.77	55.81	69.03	79.48	89.23	101.82
24.7	120.17	145.00	174.60	205.91	236.05	263.34	287.38	308.08	324.57	334.75
24.8	335.88	325.99	305.28	276.61	244.67	214.31	188.81	169.22	154.88	144.88
24.9	139.21	138.92	145.23	158.22	176.27	196.63	216.93	236.27	255.11	273.87
25.0	291.19	303.42	306.08	296.51	276.15	250.34	225.60	205.52	188.29	167.50
25.1	136.43	93.28	44.12	1.28	-22.32	-19.77	5.90	42.87	76.05	93.78
25.2	92.01	74.21	47.54	18.20	-11.28	-41.55	-73.84	-107.41	-138.86	-163.68
25.3	-178.55	-182.80	-178.06	-166.48	-149.10	-125.40	-94.44	-56.78	-15.84	22.15
25.4	49.69	60.44	51.42	24.52	-13.55	-52.56	-81.55	-82.28	-82.23	-55.90
25.5	-23.30	4.12	18.43	18.79	11.50	6.30	10.90	26.56	47.31	63.20
25.6	65.74	52.32	27.24	-1.02	-24.50	-39.56	-47.65	-53.14	-59.83	-68.34
25.7	-76.02	-79.05	-75.09	-65.02	-52.56	-42.46	-38.27	-40.97	-49.13	-59.98
25.8	-71.00	-80.77	-89.31	-97.48	-106.10	-115.16	-123.48	-129.04	-129.84	-125.02
25.9	-115.47	-103.54	-91.90	-81.89	-72.43	-60.40	-42.15	-15.87	17.00	51.83
26.0	82.68	104.97	117.42	122.28	123.91	126.30	131.29	137.98	143.78	146.11
26.1	144.12	139.31	135.17	135.61	143.05	156.62	171.32	178.82	170.05	138.97
26.2	85.93	18.97	-48.24	-101.35	-131.06	-136.86	-127.25	-114.57	-109.89	-117.72
26.3	-135.04	-154.06	-166.88	-169.21	-161.24	-145.87	-126.06	-103.48	-79.20	-55.65
26.4	-37.85	-32.43	-44.78	-75.91	-121.13	-171.73	-218.61	-256.08	-283.58	-304.81
26.5	-324.87	-347.31	-372.44	-397.46	-417.81	-428.94	-427.87	-414.23	-390.71	-362.67
26.6	-336.44	-316.73	-303.95	-293.22	-276.11	-244.98	-197.74	-140.41	-85.45	-46.25
26.7	-30.71	-37.39	-56.50	-75.11	-83.37	-78.14	-62.26	-40.41	-14.87	15.88
26.8	54.78	102.11	152.75	197.20	225.80	233.69	223.17	202.00	178.86	158.72
26.9	140.99	121.20	94.74	60.02	19.28	-23.07	-63.07	-98.86	-130.62	-159.07
27.0	-184.07	-204.07	-216.65	-219.45	-210.84	-190.75	-160.01	-121.81	-81.44	-45.82
27.1	-21.57	-12.50	-17.78	-32.21	-48.68	-61.59	-68.81	-71.61	-70.95	-65.57
27.2	-50.87	-21.87	23.13	79.68	137.29	183.94	211.12	216.84	204.80	180.68
27.3	148.53	109.86	65.98	21.25	-15.90	-35.94	-33.74	-13.00	13.96	31.67
27.4	29.42	6.88	-26.02	-54.92	-68.95	-65.87	-51.81	-36.26	-26.04	-22.22
27.5	-21.37	-19.60	-16.01	-13.09	-14.05	-19.53	-26.32	-29.15	-24.17	-11.55
27.6	4.77	19.91	31.30	40.19	50.30	64.97	84.71	106.87	127.22	142.09
27.7	149.48	148.83	140.31	124.84	104.98	85.70	73.60	74.01	87.48	108.08
27.8	125.43	129.81	118.44	96.79	76.89	68.97	79.70	99.32	114.64	111.23
27.9	81.39	27.21	-41.72	-113.82	-180.52	-237.92	-284.86	-319.61	-338.25	-336.17
28.0	-311.52	-268.15	-215.65	-166.12	-129.49	-110.12	-106.38	-112.99	-124.33	-136.66
28.1	-148.25	-158.13	-164.73	-165.69	-158.72	-142.77	-118.42	-87.54	-52.44	-15.56
28.2	20.26	51.32	73.49	83.79	82.43	74.08	66.92	69.46	86.53	116.57
28.3	151.84	181.79	197.93	197.63	185.07	168.79	157.33	155.38	162.31	173.78
28.4	184.95	193.83	202.04	213.26	229.99	250.87	270.20	280.36	275.85	256.83
28.5	229.99	206.16	185.59	203.44	227.56	259.85	289.95	309.52	314.61	305.47
28.6	284.54	254.23	216.24	172.56	126.99	85.80	56.41	44.66	52.14	75.16
28.7	105.95	135.45	156.10	163.53	156.73	137.37	109.08	76.85	46.46	23.32
28.8	10.96	9.93	18.10	32.59	52.23	78.83	115.69	163.88	218.44	267.25
28.9	294.46	287.24	242.69	170.69	90.89	24.72	-13.47	-21.80	-10.28	5.11
29.0	9.86	-3.35	-33.29	-72.85	-111.93	-142.78	-159.48	-159.06	-141.32	-108.95
29.1	-67.69	-25.46	9.71	32.37	41.55	40.78	36.24	34.22	39.12	52.90
29.2	75.47	105.06	138.20	169.52	192.54	201.85	196.09	179.76	162.04	152.50
29.3	155.67	167.85	178.42	175.73	154.18	118.38	81.51	58.36	57.10	74.33
29.4	96.54	107.09	94.76	58.02	9.57	-39.12	-74.71	-91.46	-90.42	-76.24
29.5	-53.40	-24.41	9.47	46.16	81.42	109.49	125.29	126.57	114.52	92.56
29.6	64.29	32.26	-1.66	-34.90	-63.18	-81.25	-85.35	-76.18	-60.25	-48.23
29.7	-50.80	-73.63	-114.31	-162.86	-205.84	-232.19	-238.09	-228.57	-215.18	-210.94
29.8	-224.93	-258.88	-306.99	-358.71	-402.82	-430.94	-439.23	-428.09	-400.75	-361.98
29.9	-317.33	-272.92	-234.93	-208.46	-196.00	-196.39	-205.27	-217.27	-228.77	-239.78

TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
30.0	-253.51	-273.42	-299.61	-326.54	-343.75	-339.89	-307.89	-248.89	-172.90	-95.75
30.1	-33.88	0.79	4.11	-19.69	-59.65	-101.10	-129.26	-132.97	-107.93	-58.49
30.2	2.89	59.95	97.49	108.12	94.74	68.99	45.84	35.65	41.46	56.97
30.3	71.81	77.45	71.65	58.93	47.14	42.44	45.69	52.01	53.50	43.27
30.4	18.78	-17.12	-57.26	-92.77	-115.89	-122.37	-112.75	-92.36	-69.53	-52.51
30.5	-45.86	-48.18	-52.50	-49.65	-33.02	-2.21	36.86	76.10	109.48	137.43
30.6	165.39	199.10	239.03	278.13	305.04	311.15	297.07	273.92	257.94	261.13
30.7	283.97	314.78	336.85	338.77	321.65	298.12	283.58	285.05	295.15	295.34
30.8	267.07	204.21	118.79	36.30	-17.22	-28.77	-5.01	31.81	55.82	50.46
30.9	15.31	-36.09	-85.01	-117.13	-127.63	-120.24	-102.42	-80.50	-57.95	-36.58
31.0	-18.55	-6.93	-4.19	-10.06	-20.96	-32.01	-40.35	-47.29	-57.56	-75.72
31.1	-102.20	-131.81	-155.86	-166.87	-162.83	-148.42	-132.55	-124.00	-127.87	-144.63
31.2	-171.70	-205.64	-243.13	-280.34	-311.71	-330.22	-329.78	-308.87	-272.89	-233.88
31.3	-205.46	-198.16	-214.55	-248.56	-288.18	-320.26	-334.76	-327.17	-298.63	-254.64
31.4	-203.31	-153.48	-112.87	-86.24	-74.32	-74.14	-81.06	-91.43	-104.36	-121.10
31.5	-142.32	-164.86	-181.30	-181.44	-158.42	-112.81	-53.89	4.00	48.08	73.03
31.6	82.74	86.83	84.20	107.58	122.20	129.17	121.31	97.57	63.80	29.50
31.7	2.87	-12.88	-20.78	-27.10	-38.92	-60.74	-93.06	-132.42	-172.46	-205.52
31.8	-224.70	-226.05	-210.34	-183.43	-154.80	-134.45	-129.54	-142.16	-169.18	-203.85
31.9	-237.83	-262.84	-271.55	-258.46	-221.35	-163.27	-93.62	-26.79	22.14	43.14
32.0	35.59	8.74	-22.43	-43.89	-48.23	-36.64	-16.36	4.13	19.35	28.12
32.1	32.31	34.53	36.96	41.79	52.17	71.94	103.65	145.79	191.66	231.17
32.2	255.33	260.63	250.81	234.59	220.83	214.22	214.03	216.50	218.75	221.31
32.3	227.55	240.58	260.14	281.93	299.82	309.34	309.83	303.71	293.52	279.26
32.4	257.99	226.34	183.92	135.21	88.39	51.80	30.50	25.12	33.48	53.17
32.5	82.76	120.49	161.46	196.14	212.40	200.90	161.06	103.78	48.60	16.06
32.6	18.94	57.00	117.66	182.02	232.91	260.85	265.71	254.26	235.77	218.37
32.7	207.20	204.52	210.46	223.67	241.48	260.06	275.07	282.65	280.51	268.49
32.8	248.52	224.00	198.87	176.48	158.40	143.41	127.35	104.33	69.42	21.75
32.9	-33.50	-86.00	-124.14	-140.32	-134.93	-116.65	-88.42	-91.03	-97.77	-112.78
33.0	-124.29	-120.61	-95.87	-52.52	0.29	51.12	90.86	115.29	125.01	123.45
33.1	114.69	102.14	88.45	75.89	66.67	62.79	65.59	75.24	90.59	109.18
33.2	127.43	141.15	146.52	141.59	127.72	110.08	96.56	84.90	109.35	138.29
33.3	174.34	206.93	226.28	226.94	208.10	177.61	139.42	101.05	67.16	40.49
33.4	22.46	13.63	13.66	20.96	32.64	45.14	55.31	61.38	63.29	62.17
33.5	59.39	55.85	50.38	41.79	27.14	3.47	-31.34	-77.14	-130.38	-183.90
33.6	-228.47	-255.78	-261.97	-249.64	-227.11	-204.81	-190.34	-185.00	-183.58	-177.84
33.7	-161.78	-135.74	-107.01	-86.65	-84.22	-103.20	-139.54	-183.52	-223.77	-251.10
33.8	-260.51	-251.11	-224.90	-185.61	-138.28	-89.30	-45.88	-15.31	-2.09	-7.29
33.9	-27.76	-57.43	-89.56	-118.86	-142.61	-160.34	-172.67	-180.02	-181.96	-177.40
34.0	-165.42	-146.27	-122.10	-96.98	-76.16	-64.71	-65.87	-79.83	-103.52	-131.67
34.1	-158.87	-181.56	-199.01	-212.79	-224.88	-235.74	-243.40	-244.22	-234.86	-214.20
34.2	-184.08	-148.51	-111.89	-78.16	-49.56	-28.37	-17.13	-18.62	-34.29	-62.52
34.3	-97.70	-131.48	-155.70	-165.72	-162.15	-150.03	-135.77	-123.65	-113.83	-102.99
34.4	-87.13	-64.69	-38.32	-14.09	1.21	3.36	-7.27	-25.80	-45.00	-58.29
34.5	-62.28	-57.79	-49.04	-41.57	-39.74	-45.05	-55.66	-67.45	-75.93	-78.08
34.6	-73.33	-63.22	-50.11	-35.88	-21.23	-6.14	9.13	23.18	33.59	37.97
34.7	35.36	27.01	15.91	5.40	-2.20	-6.28	-7.31	-5.66	-0.82	8.46
34.8	22.90	41.44	60.74	76.18	83.75	81.92	72.51	60.16	50.83	50.11
34.9	61.77	87.02	124.08	168.26	212.64	249.73	273.86	283.50	282.23	277.56
35.0	277.66	287.54	306.68	329.42	348.07	357.00	355.44	347.42	339.12	335.31
35.1	336.93	341.13	343.37	340.06	330.08	314.44	294.84	272.24	246.64	217.96
35.2	187.18	156.63	129.04	105.81	85.82	65.64	41.28	10.60	-24.98	-60.31
35.3	-88.20	-102.12	-98.79	-79.64	-50.67	-20.82	0.73	7.38	-2.92	-27.08
35.4	-58.16	-88.12	-110.72	-123.69	-128.74	-128.90	-130.85	-132.94	-134.91	-134.39
35.5	-130.09	-123.12	-116.53	-113.26	-113.86	-116.14	-115.54	-108.95	-96.80	-84.31
35.6	-78.52	-85.67	-107.21	-138.76	-171.84	-187.69	-211.05	-211.94	-204.65	-184.71
35.7	-185.72	-177.93	-169.24	-157.71	-144.02	-132.04	-127.06	-132.71	-148.42	-168.96
35.8	-186.73	-195.42	-193.23	-183.76	-174.12	-171.15	-177.93	-192.34	-208.30	-218.95
35.9	-219.91	-211.07	-196.15	-180.43	-168.18	-160.77	-156.43	-151.25	-140.98	-122.77
36.0	-86.49	-65.23	-34.78	-12.17	-3.38	-10.94	-32.41	-60.58	-85.69	-98.66
36.1	-84.14	-71.76	-35.33	8.41	56.81	102.18	141.23	169.20	181.12	173.66
36.2	147.79	110.32	72.65	46.64	39.40	49.77	68.73	83.85	85.48	71.47
36.3	47.77	24.76	11.47	10.93	19.11	27.67	28.74	18.88	0.38	-20.43
36.4	-36.49	-42.85	-37.99	-23.48	-2.76	19.96	40.37	54.45	59.12	53.04
36.5	37.31	15.29	-8.37	-29.27	-44.33	-52.02	-51.86	-43.77	-28.09	-6.28
36.6	18.43	41.39	58.29	67.42	71.20	75.33	85.79	105.08	130.01	152.79
36.7	164.98	162.29	147.30	128.22	114.46	111.46	118.09	128.01	134.20	133.63
36.8	128.02	126.67	131.79	144.55	159.34	168.06	165.02	150.61	131.36	116.48
36.9	113.07	122.93	142.42	164.96	184.14	195.59	196.96	187.11	165.74	134.24
37.0	96.95	61.13	34.99	24.16	28.81	43.25	58.69	67.59	67.03	59.23
37.1	49.12	40.88	35.78	32.62	29.84	27.39	26.69	28.74	32.26	33.59
37.2	29.10	18.31	5.46	-2.55	-0.56	10.49	22.78	25.32	10.29	-21.85
37.3	-61.70	-95.22	-110.48	-102.75	-75.42	-36.90	3.81	39.94	67.05	81.63
37.4	80.70	63.40	33.69	1.14	-22.00	-26.89	-13.87	6.19	16.73	4.20
37.5	-34.27	-89.11	-143.67	-183.35	-202.91	-207.61	-207.85	-211.45	-218.68	-223.25
37.6	-218.01	-200.94	-177.22	-155.89	-143.92	-141.92	-144.63	-145.57	-142.18	-137.75
37.7	-138.59	-148.68	-165.91	-182.73	-190.82	-186.60	-173.53	-159.61	-151.87	-151.55
37.8	-153.23	-148.34	-130.34	-98.43	-57.43	-14.83	22.77	51.42	69.46	76.47
37.9	73.09	62.14	49.43	42.65	47.66	64.36	85.15	98.02	93.42	70.76
38.0	40.44	19.29	21.79	52.13	101.94	154.99	195.83	217.14	221.46	217.30
38.1	212.69	211.06	211.49	212.19	213.71	218.72	228.47	239.05	241.14	224.55
38.2	185.25	129.87	74.76	37.47	28.31	44.13	70.07	87.54	83.82	57.76
38.3	18.70	-19.80	-47.81	-62.02	-66.06	-66.08	-67.23	-72.29	-82.61	-99.30
38.4	-123.00	-152.16	-181.62	-203.46	-210.52	-200.74	-178.26	-156.54	-143.09	-143.91
38.5	-155.99	-170.41	-177.66	-172.84	-157.71	-138.80	-123.13	-114.60	-112.87	-114.94
38.6	-117.57	-118.87	-118.19	-115.17	-109.17	-99.79	-87.84	-75.58	-65.58	-58.70
38.7	-52.87	-43.83	-27.77	-4.15	23.20	47.74	63.73	69.19	66.55	60.57
38.8	55.26	51.93	49.54	46.82	44.01	42.66	43.66	45.28	43.33	34.20
38.9	18.81	4.53	2.77	22.79	65.34	120.04	169.06	195.38	191.29	162.10
39.0	122.98	90.72	75.38	76.32	84.62	89.59	85.29	73.11	59.64	51.83
39.1	52.92	61.60	74.03	86.95	99.35	111.88	125.01	137.78	148.37	155.99
39.2	162.50	172.04	188.70	213.46	242.56	268.45	282.86	280.40	260.43	226.82
39.3	185.90	144.20	107.03	78.06	59.30	50.78	50.06	52.39	51.86	44.41
39.4	29.08	9.68	-7.58	-17.35	-18.37	-14.31	-11.87	-17.05	-32.00	-54.17
39.5	-78.10	-98.52	-112.78	-121.43	-126.90	-131.85	-138.15	-147.16	-160.25	-178.67
39.6	-202.46	-229.02	-252.87	-267.41	-267.91	-254.11	-230.46	-203.68	-178.80	-156.76
39.7	-134.46	-108.05	-76.79	-44.85	-19.68	-7.74	-10.44	-23.02	-37.24	-46.19
39.8	-48.17	-47.00	-48.75	-57.05	-70.24	-82.27	-86.59	-80.53	-66.93	-52.23
39.9	-42.14	-38.02	-36.26	-31.18	-19.11	-1.13	17.55	31.07	36.67	36.37

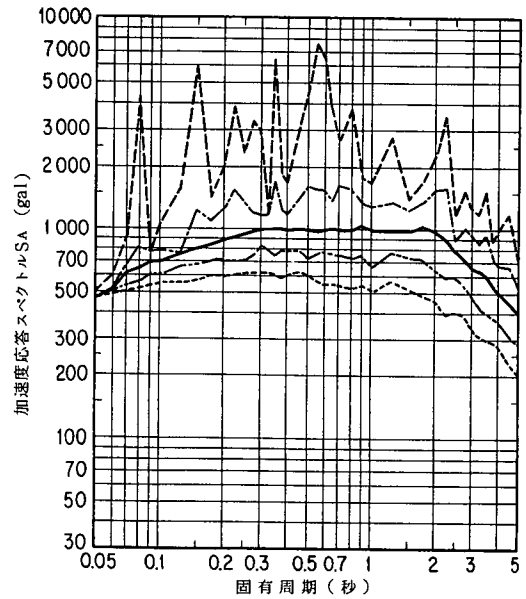
TIME (SEC)	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
40.0	35.39	38.45	46.52	56.17	61.78	59.20	48.44	33.86	21.85	17.73
40.1	23.62	38.36	58.92	82.19	105.79	127.91	146.67	159.99	166.32	165.78
40.2	160.69	155.01	152.64	155.63	163.16	171.87	177.40	176.23	167.10	151.50
40.3	133.20	117.04	107.44	106.78	114.39	126.39	137.02	140.81	135.61	122.98
40.4	108.64	98.42	100.10	111.20	128.90	147.16	160.63	166.68	165.46	158.51
40.5	147.09	131.69	113.02	93.42	77.22	69.27	72.13	83.90	98.22	106.87
40.6	104.33	89.77	68.14	46.96	32.35	26.25	26.23	27.79	27.23	23.33
40.7	16.84	8.91	-0.41	-12.07	-26.67	-43.11	-58.52	-69.68	-76.07	-75.90
40.8	-75.21	-75.68	-77.67	-78.93	-76.39	-68.74	-57.96	-48.62	-45.41	-50.43
40.9	-62.27	-77.18	-91.72	-104.83	-117.99	-133.60	-152.60	-173.33	-192.15	-205.45
41.0	-211.57	-211.49	-208.09	-204.66	-203.85	-207.43	-216.44	-231.22	-250.88	-272.78
41.1	-292.91	-307.45	-314.86	-317.08	-318.81	-324.86	-337.22	-353.73	-369.35	-379.25
41.2	-381.65	-378.46	-373.28	-368.31	-362.60	-352.98	-337.22	-316.87	-296.48	-282.40
41.3	-276.37	-273.99	-266.14	-244.29	-206.36	-159.33	-116.58	-91.26	-89.57	-107.71
41.4	-134.38	-156.92	-167.24	-164.47	-153.02	-138.39	-123.57	-108.36	-91.37	-72.62
41.5	-54.54	-40.52	-32.32	-28.44	-24.97	-18.24	-7.56	4.09	11.88	12.30
41.6	5.44	-5.12	-14.49	-18.38	-19.54	-17.28	-15.46	-15.68	-17.88	-21.24
41.7	-25.36	-30.68	-37.52	-44.93	-50.16	-49.76	-41.53	-26.16	-7.28	10.20
41.8	22.46	28.31	29.01	26.73	22.88	17.43	9.66	-0.43	-11.27	-20.13
41.9	-24.59	-23.92	-19.49	-13.80	-8.03	-5.93	-3.85	-1.54	1.95	7.07
42.0	14.21	24.23	38.18	56.31	76.86	95.82	108.28	110.80	103.50	90.40
42.1	77.67	70.55	70.77	75.95	81.24	82.26	77.48	68.77	60.03	54.99
42.2	55.45	61.05	70.12	80.91	92.13	102.71	111.17	115.59	114.45	107.93
42.3	98.79	91.81	92.00	102.18	121.43	145.15	166.82	180.66	183.77	176.98
42.4	164.13	150.42	140.62	137.75	142.62	153.92	168.76	183.48	194.74	200.46
42.5	200.60	197.14	193.29	192.11	195.13	201.76	209.61	215.81	218.34	216.78
42.6	212.20	206.21	200.03	194.02	187.97	181.77	175.99	171.81	170.43	172.25
42.7	176.44	181.12	184.14	183.98	180.24	173.66	165.74	158.14	152.25	148.84
42.8	148.38	149.99	152.48	154.15	153.51	149.91	143.92	137.15	131.44	127.80
42.9	126.38	125.67	124.38	121.84	118.47	115.28	112.89	110.86	107.77	102.24
43.0	94.05	84.59	76.12	70.19	66.19	61.27	51.84	35.98	15.34	-4.74
43.1	-17.25	-16.69	-1.85	23.42	51.75	75.31	88.82	91.15	84.89	74.49
43.2	64.07	55.92	50.17	45.38	39.56	31.08	19.12	3.94	-13.27	-30.65
43.3	-46.12	-57.93	-65.05	-67.38	-65.55	-60.50	-53.37	-45.38	-38.01	-33.00
43.4	-31.97	-35.77	-43.85	-54.20	-64.01	-70.90	-73.94	-74.03	-73.28	-73.88
43.5	-76.86	-81.83	-87.35	-91.79	-94.21	-94.50	-93.22	-90.99	-88.18	-84.75
43.6	-80.26	-73.95	-64.77	-51.52	-33.43	-10.77	14.61	39.49	60.30	74.49
43.7	81.62	83.34	82.28	80.44	78.09	73.90	66.26	54.87	41.57	29.70
43.8	22.51	21.29	24.76	29.70	32.78	32.22	28.47	23.63	20.03	18.93
43.9	20.02	21.74	22.19	19.87	14.09	4.93	-6.95	-20.56	-34.77	-48.64
44.0	-61.67	-73.97	-85.98	-97.89	-109.08	-118.13	-123.45	-124.51	-122.56	-120.48
44.1	-121.35	-126.67	-135.21	-143.42	-147.32	-144.75	-136.74	-126.98	-119.67	-117.21
44.2	-118.88	-121.63	-122.18	-119.18	-114.10	-110.30	-110.93	-117.13	-127.39	-138.44
44.3	-146.97	-150.92	-149.88	-144.55	-136.00	-125.19	-113.15	-101.18	-90.69	-82.62
44.4	-76.69	-71.32	-64.28	-53.99	-40.60	-26.00	-12.89	-3.24	2.67	6.17
44.5	9.16	12.87	17.26	21.45	24.76	27.41	30.47	35.04	41.30	48.33
44.6	54.81	60.16	65.18	71.64	80.86	92.93	105.39	115.24	120.27	120.61
44.7	118.87	118.78	123.18	132.58	145.03	157.27	166.32	170.59	169.89	164.77
44.8	155.82	143.59	128.94	113.50	99.40	88.27	80.11	72.78	62.79	47.01
44.9	24.49	-2.70	-30.30	-53.71	-70.04	-79.19	-83.40	-85.80	-88.74	-92.88
45.0	-97.33	-100.59	-101.67	-100.71	-98.99	-98.34	-100.36	-105.82	-114.27	-124.07
45.1	-132.75	-137.72	-137.10	-130.46	-119.05	-105.37	-92.24	-81.63	-74.03	-68.47
45.2	-63.25	-58.88	-48.77	-39.32	-29.55	-20.53	-13.08	-7.67	-4.60	-4.06
45.3	-6.10	-10.45	-16.46	-23.33	-30.39	-37.40	-44.43	-51.63	-58.86	-65.56
45.4	-71.03	-74.76	-76.81	-77.68	-78.04	-78.32	-78.64	-78.97	-79.52	-80.76
45.5	-83.22	-86.96	-91.33	-95.16	-97.46	-98.17	-98.50	-100.37	-105.39	-113.80
45.6	-124.09	-133.69	-140.11	-142.20	-140.53	-136.96	-133.63	-131.90	-132.00	-133.19
45.7	-134.49	-135.20	-135.27	-135.20	-135.87	-138.24	-143.07	-150.63	-160.31	-170.48
45.8	-178.79	-183.03	-182.15	-177.04	-170.38	-165.57	-165.09	-169.26	-176.02	-181.95
45.9	-183.99	-180.96	-173.92	-165.46	-158.24	-153.72	-151.79	-151.28	-150.92	-150.05
46.0	-148.69	-147.06	-145.02	-141.94	-137.08	-130.21	-122.11	-114.39	-108.84	-106.63
46.1	-107.71	-110.79	-113.82	-114.65	-111.75	-104.57	-93.76	-80.99	-68.51	-58.49
46.2	-52.10	-48.91	-46.85	-42.96	-34.77	-21.66	-5.45	10.15	21.26	25.70
46.3	24.16	19.92	17.35	19.85	28.40	41.43	56.01	69.51	80.80	90.41
46.4	99.61	109.27	119.13	128.22	135.84	142.58	150.50	162.24	179.43	201.33
46.5	224.55	244.08	255.29	255.91	247.02	232.71	218.34	208.55	205.56	208.75
46.6	215.37	222.02	226.19	227.05	225.47	223.20	221.88	222.34	224.43	227.45
46.7	230.76	234.19	238.05	242.72	248.15	253.62	257.96	260.06	259.56	257.13
46.8	254.34	252.95	254.12	257.76	262.41	265.69	265.18	259.27	247.87	232.43
46.9	215.51	199.80	187.09	177.57	169.64	160.58	147.71	129.60	106.90	82.21
47.0	59.22	41.31	30.30	25.91	25.97	27.37	27.07	22.91	13.91	0.26
47.1	-16.91	-35.64	-53.43	-67.59	-76.01	-77.90	-74.40	-68.48	-64.13	-64.95
47.2	-72.81	-87.12	-105.00	-122.35	-135.23	-141.19	-139.94	-133.36	-124.79	-117.90
47.3	-115.53	-118.67	-126.15	-135.03	-141.76	-143.61	-139.96	-132.57	-124.84	-120.26
47.4	-120.83	-126.24	-134.19	-141.63	-146.16	-146.86	-144.14	-138.93	-131.83	-122.81
47.5	-111.67	-88.73	-85.21	-72.98	-63.57	-57.38	-53.39	-49.72	-44.70	-37.81
47.6	-29.87	-22.47	-17.00	-13.89	-12.53	-11.70	-10.13	-6.92	-1.49	6.62
47.7	17.80	32.11	48.86	66.43	82.61	95.38	103.77	108.34	110.96	114.04
47.8	119.65	128.92	141.89	157.78	175.19	192.38	207.40	218.46	224.47	225.67
47.9	223.84	221.93	223.00	228.88	239.43	252.49	264.82	273.49	276.90	275.28
48.0	270.21	263.83	257.93	253.38	250.00	246.72	241.93	234.05	222.15	206.53
48.1	188.98	172.42	160.01	153.90	154.30	159.30	165.69	170.26	171.04	167.82
48.2	161.75	154.47	147.28	140.86	135.47	131.37	128.92	128.26	128.80	129.09
48.3	127.22	121.81	112.86	102.06	92.97	85.22	82.33	82.25	82.53	80.63
48.4	75.14	66.32	55.62	44.76	34.91	26.35	18.87	12.37	7.31	4.55
48.5	4.74	7.77	12.45	16.84	19.01	17.73	12.93	5.53	-3.00	-11.26
48.6	-18.29	-23.67	-27.43	-29.80	-31.03	-31.38	-31.10	-30.46	-29.75	-29.30
48.7	-29.39	-30.29	-32.17	-35.06	-38.87	-43.38	-48.27	-53.25	-58.12	-62.74
48.8	-67.05	-70.98	-74.53	-77.81	-81.08	-84.73	-89.03	-93.97	-98.10	-103.67
48.9	-107.01	-108.92	-109.91	-110.98	-113.14	-116.90	-122.03	-127.76	-133.34	-138.44
49.0	-143.21	-147.90	-152.42	-156.10	-158.07	-157.90	-156.13	-154.19	-153.63	-155.09
49.1	-157.76	-159.69	-158.93	-154.68	-147.81	-140.28	-133.85	-128.96	-124.60	-119.22
49.2	-112.09	-104.17	-97.71	-94.97	-96.79	-102.00	-108.18	-113.13	-116.05	-117.72
49.3	-119.47	-121.98	-124.65	-126.13	-125.58	-123.62	-122.18	-123.33	-127.92	-134.92
49.4	-142.14	-147.69	-151.16	-153.60	-156.44	-160.17	-163.78	-165.63	-164.93	-162.76
49.5	-161.77	-164.47	-171.45	-180.65	-188.37	-191.42	-188.85	-182.33	-174.84	-168.79
49.6	-164.86	-162.26	-159.98	-158.00	-157.30	-158.87	-162.56	-166.88	-170.05	-171.49
49.7	-172.55	-175.62	-182.20	-191.35	-199.86	-204.22	-203.18	-198.89	-195.72	-197.35
49.8	-204.07	-212.38	-217.24	-215.46	-207.93	-198.94	-193.03	-191.62	-191.88	-188.84
49.9	-179.27	-164.82	-151.71	-147.27	-155.23	-173.03				



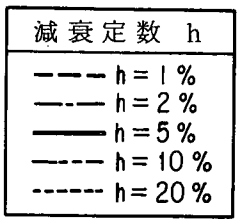
a） Ⅰ 種 地 盤



b） Ⅱ 種 地 盤



c） Ⅲ 種 地 盤



図－参10.2　地震時保有水平耐力法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形の加速度応答スペクトル

設　計　例

設計例－1　ＰＣ橋の試設計

1.1　モデル橋の概要

ＰＣ免震橋の試設計モデルとしては，都市内高架橋を想定し，設計の基本方針は以下の通りとした。

(1) 上部構造

① 免震橋の適用性を考慮して，構造形式は連続桁とし，等断面の箱桁方式とする。

② 等断面箱桁としての適用支間長（30m～50m）ならびに免震装置に作用する支承反力の適用範囲を考慮して支間長を選定する。

③ 走行性の向上を考慮して，実績の多い5径間連続桁とする。

④ 施工方法としては，ＰＣ橋の多径間連続桁で多く採用されている1径間ごとの支保工分割施工方式とする。

(2) 下部構造

① 橋脚は張出し式矩形断面橋脚とする。

② 橋脚高さは，12m程度とし，３％の縦断勾配を考慮する。

③ 脚柱の橋軸方向幅は，鉄筋とコンクリートの応力度のバランスの良い幅に設定する。

④ 脚柱の断面は，各橋脚とも同一寸法とする。

⑤ 地盤条件としてはⅡ種地盤を想定し，基礎は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート製の杭基礎（φ1200）とする。

(3) 免震装置

① 免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を用いる。ただし，免震装置の地震時の動的特性は等価剛性と等価減衰定数によりモデル化されるので，高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）など，本章で設計した免震装置と同等の動的特性をもつ免震装置の使用が可能である。

② 免震化は橋軸方向とし，橋軸直角方向へは変位を拘束して，免震化しないものとする。

③ 上部構造の慣性力は各橋脚にほぼ均等に分散させる。

④ 免震支承を用いた橋の固有周期は，以下の条件を考慮して設定する。

・支承の設計変位が過大になると支承や伸縮装置が大きくなるので，震度法レベルでの橋の固有周期を過度に長くしない。

・上部構造と周辺地盤を含んだ下部構造との間に有害な連成振動が発生しないように，地震時保有水平耐力法レベルでの橋の固有周期を下部構造の固有周期（本モデルの場合0.66秒）の２倍（1.3 秒）程度に長くする。

・地震時のエネルギーの大部分が免震支承で消費されるように，免震支承の等価剛性を下部構造の剛性に比べて小さくする。

モデル橋の一般図を図－設1.1に示す。

1.2　設計条件

1.2.1　構造条件

① 等　　級 …… 1等橋（ＴＬ－20，ＴＴ－43）

② 道 路 規 格 …… 第1種第2級

③ 上部構造形式 …… 5径間連続ＰＣ箱桁橋

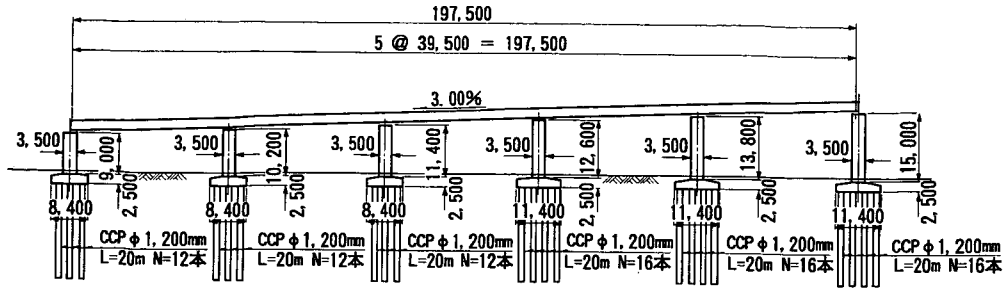
④ 下部構造形式 …… 張出し式橋脚（矩形断面）

⑤ 基礎構造形式 …… 場所打ちコンクリート杭（φ1200）

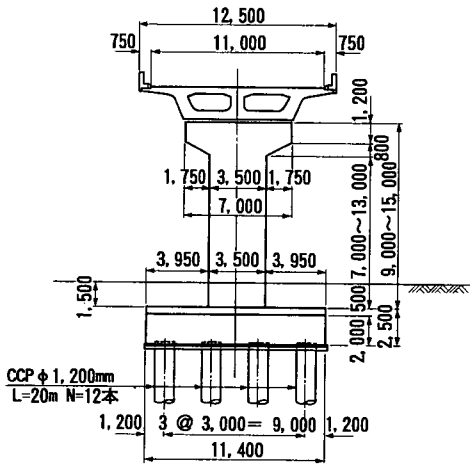
⑥ 免 震 支 承 …… 鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）

⑦ 有 効 幅 員 …… 11.0m

⑧ 支　間　割 …… 5@39.5m＝197.5m



(a) 側 面 図



(b) 下部構造

図－設1.1 モデル橋の一般図

1.2.2 荷重条件

荷重条件を表－設1.1に示す。

1.2.3 使用材料

使用材料を表－設1.2に示す。

1.2.4 地盤条件

地盤種別はⅡ種とし，図－設1.2に示す2層の地盤構成を想定する。
なお，フーチング上載土の慣性力は無視する。

1.2.5 基礎条件

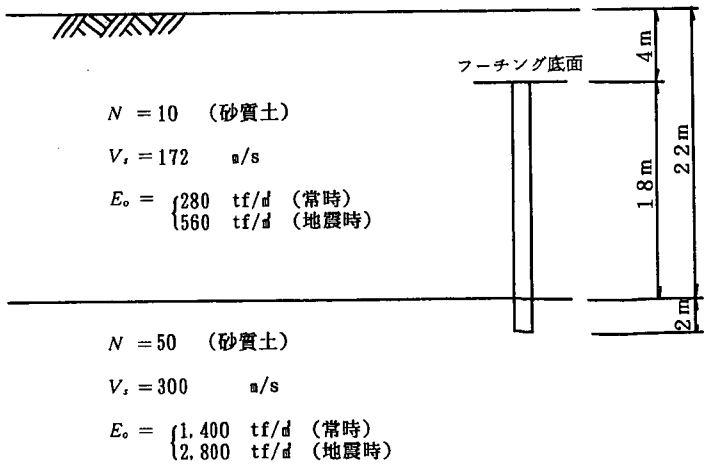
杭基礎は，杭長L＝20m，杭径ϕ＝1,200㎜の場所打ち杭とする。表－設1.3に設計条件を示す。

表－設1. 1　荷重条件

使用材料の単位体積質量	コンクリート		γ＝2.5tf/m³	
	土砂重量		γ＝1.9 〃	
主桁平均プレストレス量	σ_{cp}＝40kgf/cm²			
コンクリートのクリープ及び乾燥収縮度の影響（早強ポルトランドセメント）	基本クリープ係数		ϕ_{f0}＝2.0	
	基本乾燥収縮度ひずみ		ε_{s0}＝25×10⁻⁵	
	持続荷重載荷時材令		t_0 ＝4日	
	部材の仮想厚		h_{th}＝60cm	
	施工方法		1径間毎分割施工	
	施工サイクル		30日／スパン	
温度変化の影響	構造全体の温度変化		温度昇降±20℃	
地震の影響	地域別補正係数		A地域（＝1.0）	
	地盤別補正係数		Ⅱ種（＝1.0）	
	重要度別補正係数		1級（＝1.0）	
支承反力（1支承当たり）	橋脚	死荷重反力	活荷重反力	合計
	P_1, P_6	200tf	70tf	270tf
	P_2, P_5	580tf	135tf	715tf
	P_3, P_4	510tf	135tf	645tf
上部構造重量	(200＋580＋510)×2×2＝5160tf			
単位長さ当りの上部構造の平均重量	平均W＝5160/197.5m＝26.27tf/m			

表－設1. 2　使用材料

材料		上部構造	下部構造
コンクリート	設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm²)	400	240
	ヤング係数 E (kgf/cm²)	3.1×10⁵	2.5×10⁵
	せん断弾性係数 G (kgf/cm²)	1.35×10⁵	1.09×10⁵
	線膨張係数 α	10×10⁻⁶	10×10⁻⁶
鉄筋	材質	SD345	SD345



図－設1. 2　地盤条件

表－設1.3　杭基礎の設計条件

特　性　値	常　時	地震時	固有周期算定時
横方向地盤反力係数　k_H　(kgf/cm³)	2.0	4.0	9.1
軸方向バネ定数　k_V　(kgf/cm)	519×10^3	519×10^3	519×10^3
軸方向許容押込み支持力　R_a　(tf)	250	375	―――
軸方向許容引抜き力　P_a　(tf)	30	160	―――
許容変位量　δ_a　(mm)	15	15	―――

1.3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定

1.3.1　橋脚・基礎の初期設定

(1)　設計水平震度の仮定

橋脚および基礎の初期設定は，震度法レベルの地震力に対して行う。免震橋の場合には，マニュアル（案）3.2に規定されるように，橋の減衰定数が$h\geq0.10$の場合には，橋の減衰定数による補正係数$c_E=0.90$となって設計水平震度が1割低減され，橋脚および基礎の寸法を小さくすることが可能となる。しかしながら，ここでは，免震橋と通常の橋との比較を同じ寸法の下部構造の断面力によって行うことを目的として，$c_E=1.0$として式（3.2.1）により設計水平震度k_hを算出することとした。このとき，免震橋の固有周期は設計水平震度を低減させるまでは長周期化しないものとし，上部構造の慣性力が各橋脚により均等に支持されるものと仮定する。

$$k_h=c_z\cdot c_G\cdot c_I\cdot c_T\cdot c_E\cdot k_{h0}=1.0\cdot1.0\cdot1.0\cdot1.25\cdot1.0\cdot0.2=0.25 \qquad (設1.1)$$

(2)　橋脚断面

(1)で仮定した設計水平震度k_hによって算出される橋脚柱下端の断面力に対し，鉄筋およびコンクリートの応力度が許容値以内にバランスよく収まるように橋脚断面を設定した。橋脚下端に作用する断面力と設定した橋脚の寸法および応力度の算出結果を表－設1.4に示す。

表－設1.4　橋脚の初期設定結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	許容値
橋脚柱下端の断面力	モーメント　M(tf・m)	2732.3	3144.8	3568.3	4002.9	4448.5	4905.1	
	鉛直力　N(tf)	1124.6	1521.4	1418.1	1454.9	1631.6	1306.4	
	水平力　H(tf)	339.2	348.3	357.5	366.7	375.9	385.1	
断面寸法　(m)		3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	3.5×3.5	
鉄筋量		D25@125 1段	D25@125 1段	D32@125 1段	D32@125 1段	D29@125 1.5段	D32@125 2段	
応力度	コンクリートσ_c (kgf/cm²)	76	84	83	94	98	88	120
	鉄筋　σ_s (kgf/cm²)	2656	2475	2420	2948	2777	2434	3000

以上のようにして設定した各橋脚の断面定数を表－設1.5に示す。本設計例では，掛け違い部における隣接する上部構造を無視して，P1，P6橋脚の断面定数を低減させて免震橋のモデル化を行なった。また，橋脚の初期設定段階では，計算の簡略化を図るために，橋脚の降伏時剛性の算定を省略した。これは，免震橋の地震時保有水平耐力法の設計水平震度が最大3割低減されるので通常の橋に比べて橋脚の耐力に余裕があり，地震時保有水平耐力法レベルでは免震支承の剛性が橋脚剛性に比べて十分小さくなるので，橋脚の弾性時剛性を用いても設計される免震支承の特性値に有意な影響を及ぼさないためである。

表－設1. 5　橋脚の断面定数

		P 1，P 6	P 2～P 5	備　考
ヤ ン グ 係 数 (tf/m²)		2.5 ×10⁶		
せん断弾性係数 (tf/m²)		1.09×10⁶		
断 面 積	梁・柱 (m²)	6.125	12.250	
	フーチング (m²)	∞	∞	
断面 2 次	梁・柱 (m⁴)	6.253	12.505	弾性時剛性
モーメント	フーチング (m⁴)	∞	∞	〃
ねじり抵抗	梁・柱 (m⁴)	10.567	21.134	
モーメント	フーチング (m⁴)	∞	∞	

(3)　基礎

(1)で仮定した設計水平震度を用いて算出されたフーチング下面の作用力に対し，前節に示した地盤および基礎杭の設計条件を満足するように，フーチングの大きさおよび基礎杭の配置を決めた。フーチング下面の作用力と基礎の設計結果を表－設1. 6 に示す。

表－設1. 6　基礎の初期設定結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	許 容 値
フーチング下面の作用力	モーメント M(tf・m)	3747.7	4183.2	4629.7	5141.5	5610.1	6089.6	
	鉛 直 力 N(tf)	1689.6	2086.4	1983.1	2212.3	2389.0	2065.8	
	水 平 力 H(tf)	480.4	489.6	498.8	556.1	565.3	574.4	
フーチングの平面寸法 (m)		8.4×8.4	8.4×8.4	8.4×8.4	11.4×11.4	11.4×11.4	11.4×11.4	
杭 の 本 数 (本)		12	12	12	16	16	16	
杭軸力	押し込み P_{max} (tf)	301	349	357	277	299	290	375
	引き抜き P_{min} (tf)	-19	-12	-26	-1	-1	-32	-160
杭 頭 変 位 δ (cm)		0.3	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	1.5

さらに，設定した杭基礎のクリープなどによる常時の検討に用いるバネ定数および固有周期算定時のバネ定数を表－設1. 7 に示す。橋脚軀体と同様に，掛け違い部のＰ１，Ｐ６橋脚では，解析上，バネ定数を低減している。

表－設1. 7　杭基礎地盤のバネ定数

		P 1	P 2，P 3	P 4，P 5	P 6
常時解析用	鉛直バネ K_V (tf/m)	311,400	622,800	830,400	415,200
	水平バネ K_H (tf/m)	65,300	130,500	174,000	87,000
	回転バネ K_M (tf・m/rad)	2,538,000	5,077,000	11,130,000	5,564,000
	連成バネ K_{HM} (tf/rad)	-147,900	-295,700	-394,200	-197,100
固有周期算出用	鉛直バネ K_V (tf/m)	311,400	622,800	830,400	415,200
	水平バネ K_H (tf/m)	203,300	406,600	542,100	271,300
	回転バネ K_M (tf・m/rad)	2,847,000	5,694,000	11,950,000	5,976,000
	連成バネ K_{HM} (tf/rad)	-315,300	-630,700	-840,900	-420,500

(4) 下部構造の剛性

簡易モデルを用いた免震設計では，後述するように，橋脚および基礎は，橋脚剛性を表す水平バネ K_p と基礎の並進バネ定数 K_{Fu}，および基礎の回転バネ $K_{F\theta}$ による換算水平バネの直列モデルとして表すことができる。れぞれのバネは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従って算出した。算出結果を表－設1. 8 に示す。

固有周期 T_0 はこのように算出した下部構造の剛性を用いて次式で算出される。ここでは橋脚の重量を無視しているので実際より多少短く算出されるが，通常の場合には，このような仮定を用いても問題はない。ただし，橋脚が高い場合や全体の中で1橋脚だけ高さが大きく異なる場合などには橋脚の重量を考慮したモデルを用いなければならない。

$$T_0 = 2.01 \times \sqrt{(W_u / \Sigma K_s)} = 2.01 \times \sqrt{(5160/88260)} = 0.49\text{秒} \qquad (設1.2)$$

表－設1. 8　下部構造剛性の算出結果

諸元				P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
支持する上部構造重量			W_u (tf)	516.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	516.0
橋脚の高さ			h_p (m)	9.00	10.20	11.40	12.60	13.80	15.00
上部構造慣性力の作用高さ			h_0 (m)	11.50	12.70	13.90	15.10	16.30	17.50
橋脚の剛性			$K_p = 3 \cdot EI / h_p^3$ (tf/m)	64,330	88,410	63,330	46,900	35,700	13,900
基礎の剛性	作用力	水平力	$H_0 = W_u$ (tf)	516.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	1,032.0	516.0
		モーメント	$M_0 = H_0 \cdot h_0$ (tf·m)	5,934.0	13,110.0	14,340.0	15,580.0	16,820.0	9,030.0
	変位	水平変位	δ_0 ($\times 10^{-3}$) (m)	6.967	7.116	7.499	4.407	4.588	4.765
		回転角	θ_0 ($\times 10^{-3}$) (rad)	2.856	2.951	3.198	1.614	1.730	1.847
	並進バネ定数		$K_{Fu} = H_0 / \delta_0$ (tf/m)	74,060	145,000	137,600	234,200	224,900	108,300
	回転バネ定数		$K_F \theta = M_0 / \theta_0$ (tf·m)	2.078×10^8	4.443×10^8	4.484×10^8	9.653×10^8	9.723×10^8	4.889×10^8
	(水平バネ換算値)		$K_F \theta / h_{0z}$ (tf/m)	15,710	27,550	23,210	42,340	36,600	15,960
下部構造の直列剛性			K_s (tf/m)	10,790	18,350	15,120	20,320	16,730	6,950

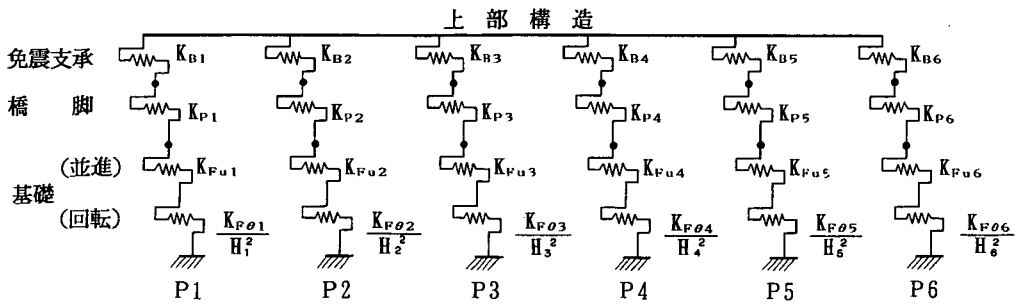
1.3.2　簡易モデルによる免震支承の設計

(1) 免震支承の設計条件

免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い，その設計方針は1. 1 に示したとおりとする。免震橋の固有周期は地震時保有水平耐力法レベルで 1.5秒程度にする。このときの免震支承の設計変位は30cm程度となる。

免震支承の設計においては，免震橋を図－設1. 3 に示すようにモデル化する。免震支承の設計条件を表－設1. 9 に示す。ここで，常時の変位量としては後述する主桁コンクリートの収縮変形による値を用いている。

また，免震支承の設計には震度法および地震時保有水平耐力法ともにコンリクートの全断面を有効とした橋脚の剛性を用いている。



図－設1. 3　免震橋梁のモデル化

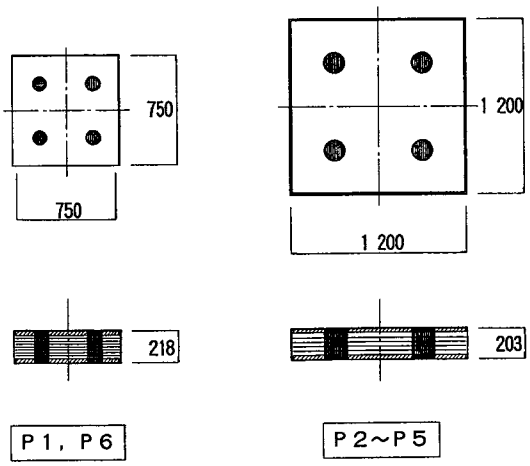
表－設1. 9　免震支承の設計条件

特　　性		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備 考
上部構造重量　W_r　(tf)		5,160						
橋脚の剛性　K_p　(tf/m)		64,330	88,410	63,330	46,900	35,700	13,900	h_p =0.05
基礎バネ定数	並進　K_{pu}　(tf/m)	74,060	145,000	137,600	234,200	224,900	108,300	h_p =0.10
	回転　$K_p\theta / H_2$(tf·m)	15,710	27,550	23,210	42,340	36,600	15,960	〃
1橋脚当りの支承個数		2	2	2	2	2	2	
1支承当り鉛直荷重	最大荷重　W_{max}　(tf)	270	715	645	645	715	270	
	死荷重　W_D　(tf)	200	580	510	510	580	200	
橋軸方向常時変位	ｸﾘｰﾌﾟ・乾縮　δ_{cs} (cm)	5.36	2.74	0.68	1.10	2.71	4.31	
	温度　δ_T (cm)	1.81	1.03	0.34	0.35	1.03	1.76	
	回転角	1/300	1/600	1/600	1/600	1/600	1/300	

(2)　免震支承の形状寸法及び静的特性値

設計した免震支承の形状・寸法を図－設1. 4 に示す。免震支承の設計の詳細を以下に順を追って示す。

まず，四角形断面を有する鉛プラグ入り積層ゴム支承 1 個当りの静的特性値は，表－設1. 10に示されるように算出される。



特　　性	P 1，P 6	P 2～P 5
平面形状　$A \times B$　(cm)	75.0×75.0	120.0×120.0
(内部補強鋼板　$a \times b$)	(73.0×73.0)	(118.0×118.0)
鉛プラグ　$n_P \times D_P$	4 ×φ9.5	4 ×φ15.5
ゴム厚さ　$n_e \times t_e \times \Sigma t_e$　(cm)	8 ×1.7=13.6	5 ×2.6=13.0
支承本体高さ　H　(cm)	21.8	20.3
ゴムのせん断弾性係数　G (kgf/cm²)	10.0	10.0

図－設1. 4　免震支承の形状・寸法

表－設1.10　免震支承1個当りの静的特性値

特　　性		P1，P6	P2～P5	備　　考
鉛プラグ断面積	A_P (cm²)	283.5	754.8	
ゴムの支圧面積	A_R (cm²)	5,045.	13,169.	
形状係数	S (cm)	10.2	10.7	式（4.2.17）による。10程度が望ましい。
ゴムの見かけ弾性定数	E_A (kgf/cm²)	6,828.	7,607.	式（4.2.14）による。
鉛プラグの形状比	H/D_P	2.30	1.31	式（4.3.13）により，$1.25 \leqq H/D_P \leqq 5.0$
鉛プラグの面積比	A_P/A_R	0.056	0.057	0.07程度以下
降伏荷重	Q_d (tf)	24.10	64.15	式（4.3.7）による。
水平剛性	K_H (tf/m)	371.	1,013.	式（4.2.9）による。
鉛直剛性	K_V (tf/m)	253,300.	770,600.	式（4.2.10）による。

(3)　常時荷重に対する設計

常時荷重としては，クリープ，乾燥収縮，プレストレスによる弾性変形，および，温度による桁の変位と活荷重による桁の回転角について検討する。常時荷重に対する免震支承の設計は以下の各項目について行う。

①　支圧応力度の照査（本文中の式（4.2.1）～式（4.2.4）による）
②　水平変位の照査（式（4.2.19）による）
③　座屈照査（式（4.2.21）による）
④　局部せん断ひずみの照査（式（4.2.23）による）
⑤　補強鋼板の応力度（式（4.2.32），式（4.2.33）による）
⑥　水平力（式（4.3.10），式（4.3.11）による）

常時荷重に対する免震支承の設計結果を表－設1.11に示す。

表－設1.11　免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の常時荷重に対する設計結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備 考
水平変位 u_0 (cm)		7.17	3.77	1.02	1.45	3.74	6.07	
支圧応力度の照査 (kgf/cm²)	最大値 σ_{max}	59.7	56.2	49.4	49.6	56.2	58.7	≦80
	最小値 σ_{min}	39.6	44.0	38.7	38.7	44.0	39.6	≧15
	応力振幅値 $\Delta\sigma$	20.1	12.2	10.7	10.9	12.2	19.1	≦50
水平変位の照査 $u/\Sigma t_e$		0.53	0.29	0.08	0.11	0.29	0.45	≦ 0.7
座屈照査 σ_{CR_e} (kgf/cm²)		218.	390.	390.	390.	390.	218.	$\geqq \sigma_{max}$
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_C	0.76	0.67	0.59	0.60	0.67	0.74	
	回転角 γ_R	0.34	0.31	0.31	0.31	0.31	0.34	
	水平変位 γ_S	0.53	0.29	0.08	0.11	0.29	0.45	
	合計 γ_T	1.63	1.27	0.98	1.02	1.27	1.54	≦2.00
補強鋼板の応力度 σ_s (kgf/cm²)		365.	526.	462.	464.	525.	358.	≦1400
水平力 F (tf)		(62.8)	102.0	46.3	55.0	101.4	(54.7)	1橋脚当り

(4)　免震支承の動的特性値

免震支承の動的特性値（等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B）は，設計振動単位ごとに与えられる設計地震力と各免震支承の設計変位から求められる復元力が等しくなるように，免震装置の設計変位を繰り返し計算によって求める。図－設1.3に示したモデルを用いた場合の免震支承の動的特性値の算定手順は，以下のように示される。なお，以下の式中の支承の特性値は1橋脚当りの値である。

①　上部構造の変位 u_T を仮定する。u_T は各橋脚で同一とする。
②　橋脚iにおいて，免震装置の設計変位 u_{Bi} を適切に仮定する。
③　免震装置の有効設計変位 u_{Bei}（$= c_B \times u_{Bi}$）より，免震装置の等価剛性 K_{Bi} および等価減衰定数 h_{Bi} を式（4.3.1），式（4.3.2）および式（4.3.7）～（4.3.9）により算出する。

④ 橋脚剛性，基礎の並進および回転バネが直列結合した下部構造の直列剛性をK_{Si}とすると，橋脚iの下部構造に作用する水平力F_{Si}は免震装置に作用する水平力F_{Bi}（$=u_{Bi}\times K_{Bi}$）に等しいことから，免震装置に生じる変位u_{Bi}'は次式で算出される。

$$u_{Bi}' = u_T - u_{Bi}\times K_{Bi} / K_{Si}$$

⑤ ②で仮定した免震装置の設計変位u_{Bi}と④で算出した免震装置に生じる変位u_{Bi}'が一致するまで，免震装置の設計変位u_{Bi}を変化させて③と④の計算を繰り返す。

⑥ 全ての橋脚について②～⑤の計算を行い，各橋脚の免震装置の動的特性値を算定する。

⑦ 橋の固有周期Tを次式で，また，橋の減衰定数hを式（3.6.1）で算定する。

$$T = 2\pi \times \sqrt{(W_U / (g\times \Sigma K_{Ti}))} \qquad (設1.3)$$

ここに，

K_{Ti}：免震支承と下部構造の直列剛性

$$K_{Ti} = \frac{1}{1/K_{Bi} + 1/K_{Si}} \qquad (設1.4)$$

g　：重力加速度

⑧ 設計水平震度k_hおよびk_{hc}を式（3.2.1）及び式（3.3.1）により求める。

⑨ ⑧で算定した設計水平震度により上部構造から免震支承を介して下部構造に伝えられる全水平力Fは次式で算出される。

$$F = k_h \text{（または } k_{hc}) \times W_u \qquad (設1.5)$$

したがって，上部構造の変位u_T'は次式で算出される。

$$u_T' = F / \Sigma K_{Ti} \qquad (設1.6)$$

①で仮定した上部構造の変位u_Tと上式で算出される上部構造の変位u_T'が一致するまで，上部構造の変位u_Tを変位させて①～⑨の計算を繰り返す。

(5) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の特性値（等価剛性および等価減衰定数）は，前述(4)に示した手順によって求められる。地震時保有水平耐力法レベルでの橋の動的特性および免震支承の動的特性値を表－設1.12に示す。

また，地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対しては，以下に示す項目について免震支承の照査を行う必要がある。地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の照査結果を表－設1.12に示す。

表－設1.12　免震支承の地震時保有水平耐力法レベルでの設計結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備 考
上部構造変位	u_T (cm)	32.38						
橋の固有周期	T (sec)	1.474						
橋の減衰定数	h	0.157						
設計水平震度	k_h	0.60						
免震装置の設計変位	u_B (cm)	30.06	28.81	28.13	29.14	28.50	28.89	
免震装置の等価剛性	K_B (tf/m)	830.	2,268.	2,286.	2,260.	2,276.	840.	
免震装置の等価減衰定数	h_B	0.164	0.166	0.168	0.165	0.167	0.168	
地震時水平力	F (tf)	249.4	653.6	643.0	658.7	648.7	242.8	計 3,096.0
地震時水平力の分担比	(%)	8.1	21.1	20.8	21.3	21.0	7.8	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	2.21	2.22	2.16	2.24	2.19	2.12	≦2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.89	0.71	0.62	0.63	0.71	0.86	
	水平変位 γ_s	2.21	2.22	2.16	2.24	2.19	2.12	
	合　計 γ_T	3.10	2.93	2.78	2.87	2.90	2.98	≦4.16
補強鋼板の応力度	σ_s (kgf/cm²)	428.	555.	484.	490.	553.	416.	≦2,100

① 水平変位の照査（式（4.2.20）による）

② 局部せん断ひずみの照査（式（4.2.23）による）

地震時保有水平耐力法レベルにおいては，活荷重による回転角による局部せん断ひずみを無視する。

③ 補強鋼板の応力度（式（4.2.32），式（4.2.33）による）

なお，一般に免震支承のサイズは，地震時保有水平耐力法レベルでの照査，特に水平変位の照査あるいは局部せん断ひずみの照査によって決定される場合が多い。

(6) 震度法レベルでの設計

震度法レベルでの免震支承の設計には，地震の影響にクリープ，乾燥収縮などの温度変化の影響を除いた常時荷重を重ね合わせなければならない。免震支承の動的特性は，クリープ，乾燥収縮等によって免震支承に生じるせん断変形の影響を受けにくいので，地震時保有水平耐力法レベルの場合と同様に，(4)に示した手順によって，地震時の免震支承の動的特性値を算定することができる。震度法レベルの免震支承の設計抵抗力 F_1 は，次式で算定される。

$$F_1 = F_0 + F_B = u_0 \cdot K_H + u_B \cdot K_B \qquad (設1.7)$$

ここに，

u_0 ：クリープ，乾燥収縮等によって免震装置に生じる変位

u_B ：震度法レベルの地震力による免震装置の設計変位

K_H ：ゴムの水平剛性

K_B ：震度法レベルの免震支承の等価剛性

ここで，クリープ，乾燥収縮等の緩速変形によって鉛プラグ入り積層ゴム支承に生じるせん断力のうち，鉛プラグによるせん断力は時間の経過とともに解放されるため，ここでは無視している。

また，震度法レベルの地震力に対しては，式（4.2.23）によって，局部せん断ひずみの照査を行う。このときの免震支承の水平変位は，クリープ，乾燥収縮などによる変位 u_0 と地震時の免震装置の設計変位 u_B を重ね合わせた値とした。

震度法レベルでの免震支承の設計結果を表－設1.13に示す。

表－設1.13 免震支承の震度法レベルの設計結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	備 考
上部構造変位 u_T (cm)		3.12						
橋の固有周期 T (sec)		0.739						
橋の減衰定数 h		0.167						
設計水平震度 K_h		0.23						
免震装置の設計変位 u_B (cm)		2.20	1.76	1.52	1.86	1.65	1.77	
免震装置の等価剛性 K_B (tf/m)		4,499.	14,294	15,942.	13,673.	14,992.	5,281.	
免震装置の等価減衰定数 h_B		0.259	0.236	0.210	0.244	0.225	0.232	
地震時水平力 F (tf)		99.0	250.5	242.1	254.1	246.7	93.6	計 1,186.8
地震時水平力の分担比 (%)		8.3	21.1	20.4	21.4	20.8	7.9	
常時荷重による予変位 u_0 (cm)		5.36	2.74	0.68	1.10	2.71	4.31	
常時荷重による水平力 F_{cs} (tf)		—	55.5	13.8	22.3	54.9	—	
合計水平力 F_T (tf)		99.0	306.0	255.9	276.4	301.6	93.6	計 1,332.5
合計水平力の分担比 (%)		7.4	23.0	19.2	20.7	22.6	7.0	
水平変位 u_B (cm)		7.56	4.50	2.20	2.96	4.36	6.09	
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.56	0.55	0.47	0.48	0.55	0.55	
	水平変位 γ_s	0.56	0.35	0.17	0.23	0.34	0.45	
	合 計 γ_r	1.12	0.90	0.64	0.71	0.89	1.00	≦2.77

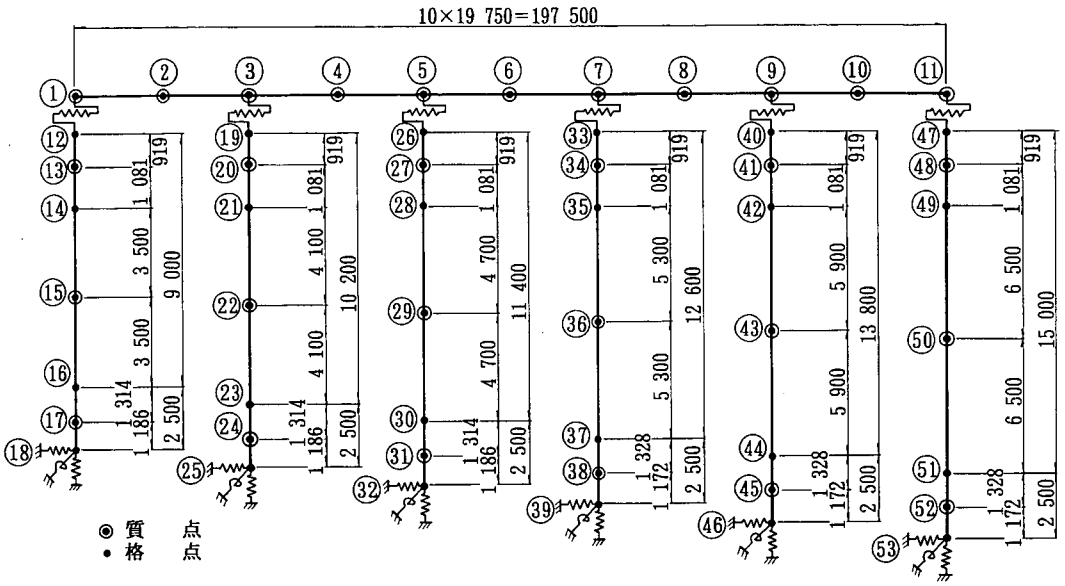
1. 4　主桁コンクリートの収縮変形に対する検討

1. 4. 1　ＰＣ橋の施工時解析

(1)　解析モデルと解析手法

主桁に収縮を起こさせる要因には，①プレストレス導入による弾性変形，②クリープによる変形，および③乾燥収縮がある。これらはいずれも施工段階から発生し進行するものであり，構造系が変化する各施工段階毎にその影響を把握する必要がある。施工時における主桁の収縮の影響による支承変形量を合計したものが，支承の初期変形量となる。

解析は骨組構造解析により行い，主桁の収縮量は同等の温度荷重として載荷する。解析に用いた骨組構造モデルを図－設1. 5 に示す。なお，支承および地盤のバネとしては免震支承の静的特性値および常時解析用のバネを用いる。



図－設1. 5　骨組構造モデル

(2)　施工手順と工程

施工条件は以下の通りとする。

①　各径間毎に全支保工施工とする。施工サイクルは30日間とする。

②　隣接する径間へは張出し施工部分（張出し長さ $L=5$ m）を設ける。

③　プレストレスの導入はコンクリート打設後４日目に行なう。

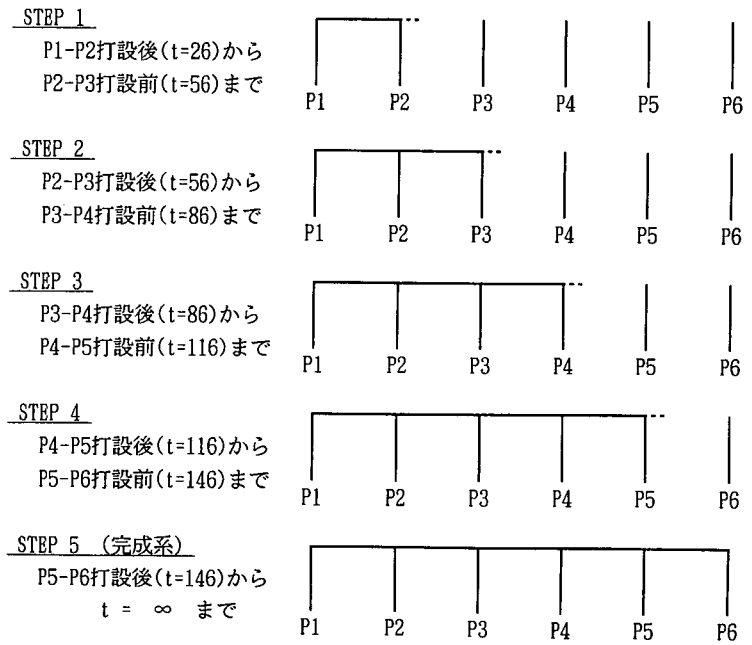
④　施工はＰ１側からＰ６側へと順次行なう。

表－設1. 14に工事工程および各施工段階での各径間主桁コンクリートの材令を示す。また，各施工段階に対応する構造系を図－設1. 6 に示す。ただし，施工途中の張出し施工部分は端部がフリーであるため解析上はモデルに含めず，当該径間が閉合した後の構造系において，残り部分とのコンリクート材令の違いを考慮して伸縮量に含める。

表－設1.14　工事工程およびコンクリート材令

工事経過日数（t）	P1	P2	P3	P4	P5	P6
	張出部 L_1=0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1=5m	径間部 L_2=34.5m
26	コンクリート打設(0)									
30	プレストレス導入(4)									
56	(30)		コンクリート打設(0)							
60	(34)		プレストレス導入(4)							
86	(60)		(30)		コンクリート打設(0)					
90	(64)		(34)		プレストレス導入(4)					
116	(90)		(60)		(30)		コンクリート打設(0)			
120	(94)		(64)		(34)		プレストレス導入(4)			
146	(120)		(90)		(60)		(30)		コンクリート打設(0)	
150	(124)		(94)		(64)		(34)		プレ導入(4)	

※（ ）内数値はコンクリート材令



図－設1.6　各施工段階での構造系

1.4.2 主桁移動量の算定

(1) ＰＣ橋主桁の収縮要因と算定式

1) プレストレス導入による弾性収縮量；$\Delta \ell_{PS}$

プレストレス導入による弾性収縮量は，次式により求める。ここで，主桁に与えるプレストレス量は，導入時47kgf/cm²，有効時40kgf/cm²とした。また，プレストレス導入時のコンクリート弾性係数は，材令を考慮して2.9×10^5 kgf/cm²とした。

$$\Delta \ell_{PS}=\frac{\sigma_{PI}}{E_{CI}}\cdot\ell=\frac{47}{2.9\times10^5}\cdot\ell=16.21\times10^{-5}\ell \qquad (設1.8)$$

（温度変化換算　$-16.21\times\ell$℃）

ここに，

σ_{PI}：導入プレストレス（47kgf/cm²）

E_{CI}：プレストレス導入時のコンクリートの弾性係数（2.9×10^6 kgf/cm²）

ℓ　：伸縮桁長

2) クリープによる収縮量；$\Delta \ell_{CR}$

クリープにより収縮量は次式により求める。

$$\Delta \ell_{CR}=\phi\cdot\frac{\sigma_{PE}}{E_{CE}}\cdot\ell=\phi\cdot\frac{40}{3.1\times10^5}\cdot\ell=12.90\times10^{-5}\phi\,\ell \qquad (設1.9)$$

（温度変化換算　$-12.90\times\phi\,\ell$℃）

ここに，

σ_{PE}：有効プレストレス（40kgf/cm²）

E_{CE}：有効コンクリート時の弾性係数（3.1×10^5 kgf/cm²）

ϕ　：各施工段階でのクリープ係数

3) 乾燥収縮量；$\Delta \ell_{SH}$

乾燥収縮量は次式により求める。

$$\Delta \ell_{SH}=\varepsilon_{CS}\cdot\ell \qquad (設1.10)$$

ここに，

ε_{CS}：各施工段階での乾燥収縮度

(2) クリープ係数

クリープ係数は「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」に従って，次式により求める。

$$\phi(t,\ t_0)=\phi_{d0}\cdot\beta_{d0}(t-t_0)+\phi_{f0}\{\beta_f(t)-\beta_f(t_0)\} \qquad (設1.11)$$

工事工程に応じてクリープ係数を算出する材令は，各径間のコンクリート打設により構造系の変化するt＝30，60，90，120（日）および∞とした。各施工段階において進行するクリープに対するクリープ係数は，構造系が変化する時点の材令より算出した前後のクリープ係数の差分とした。**表－設1.15**にコンリクート実材令に対するクリープ係数を，**表－設1.16**には各施工段階における各径間毎のクリープ係数を示す。なお，施工中の張出し施工部分（L＝5ｍ）は，同時に打設を行った前径間のコンクリートと同じクリープ係数を持つものとした。

(3) 乾燥収縮度

乾燥収縮度は，「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」に従って，次式により求める。

$$\varepsilon_{cs}(t,\ t_0)=\varepsilon_{s0}\cdot\{\beta_s(t)-\beta_s(t_0)\} \qquad (設1.12)$$

表－設1.17にコンクリート実材令に対する乾燥収縮度を示す。コンクリート材令はクリープ係数と同様である。**表－設1.18**に各施工段階における各径間毎の乾燥収縮度を示す。なお，施工中の張出し施工部分（Ｌ＝5ｍ）は，同時に打設した前径間のコンクリートと同じ乾燥収縮度を持つものとした。

表－設1.15　コンクリート材令に対するクリープ係数

実材令	有効材令	ϕd_0	$t-t_0$	$\beta d(t-t_0)$	ϕf_0	$\beta f(t)$	$\beta f(t_0)$	$\phi(t, t_n)$
	t							
4	$t_0=7$							
30	50	0.4	43	0.553	2.0	0.503	0.255	0.687
60	100	0.4	93	0.683	2.0	0.600	0.255	0.963
90	150	0.4	143	0.765	2.0	0.651	0.255	1.094
120	200	0.4	193	0.821	2.0	0.702	0.255	1.222
∞	∞	0.4	∞	1.000	2.0	1.325	0.255	2.540

表－設1.16　各施工段階における各径間のクリープ係数

施工段階	第一径間 P1	第二径間 P2	第三径間 P3	第四径間 P4	第五径間 P5	P6
STEP 1（P_2-P_3打設直前まで）	0.687					
STEP 2（P_3-P_4打設直前まで）	0.276	0.687				
STEP 3（P_4-P_5打設直前まで）	0.131	0.276	0.687			
STEP 4（P_5-P_6打設直前まで）	0.128	0.131	0.276	0.687		
STEP 5（$t=\infty$打まで）	1.318	1.446	1.577	1.853	2.540	
合　計	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	

表－設1.17　コンクリート材令に対する乾燥収縮度

実材令	有効材令	ε_{s0}	$\beta_s(t)$	$\beta_s(t_n)$	$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$
30	25	25×10^{-5}	0.052	0.052	1.30×10^{-5}
60	50	25×10^{-5}	0.088	0.088	1.30×10^{-5}
90	75	25×10^{-5}	0.112	0.112	1.30×10^{-5}
120	100	25×10^{-5}	0.135	0.135	1.30×10^{-5}
∞	∞	25×10^{-5}	0.775	0.775	1.30×10^{-5}

表－設1.18　各施工段階における各径間の乾燥収縮度（$\times10^{-5}$）

施工段階	第一径間 P1	第二径間 P2	第三径間 P3	第四径間 P4	第五径間 P5	P6
STEP 1（P_2-P_3打設直前まで）	1.30					
STEP 2（P_3-P_4打設直前まで）	0.90	0.30				
STEP 3（P_4-P_5打設直前まで）	0.60	0.09	1.30			
STEP 4（P_5-P_6打設直前まで）	0.58	0.60	0.90	1.30		
STEP 5（$t=\infty$打まで）	16.00	16.58	17.18	18.08	19.38	
合　計	19.38	19.38	19.38	19.38	19.38	

(4) 主桁移動量

各要因による主桁収縮量を各施工段階について各径間毎に算出した結果が表－設1.19～表－設1.22である。表中の（ ）内は，張出し部分の端部がフリーの期間における収縮量を示す。

表－設1.19 各施工段階のプレストレス導入時弾性収縮量

	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	
STEP 1	***	6.40	(0.18)								
		6.40									
STEP 2			0.00	5.59	(0.81)						
				5.59							
STEP 3					0.00	5.59	(0.81)				
						5.59					
STEP 4							0.00	5.59	(0.81)		
								5.59			
STEP 5									0.00	5.59	
										5.59	
合 計		6.40		5.59		5.59		5.59		5.59	

表－設1.20 各施工段階のクリープ収縮量

	P1		P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	
STEP 1	***	3.50	(0.44)								
		3.50									
STEP 2	***	1.41	0.18	3.06	(0.44)						
		1.41		3.24							
STEP 3	***	0.67	0.08	1.23	0.18	3.06	(0.44)				
		0.67		1.31		3.24					
STEP 4	***	0.65	0.08	0.58	0.08	1.23	0.18	3.06	(0.44)		
		0.65		0.66		1.31		3.24			
STEP 5	***	6.72	0.85	6.44	0.93	7.02	1.01	8.25	1.19	11.31	
		6.72		7.29		7.95		9.26		12.50	
合 計		12.95		12.50		12.50		12.50		12.50	

表－設1.21　各施工段階の乾燥収縮量

	P1	P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m
STEP 1	***	0.51	(0.07)							
		0.51								
STEP 2	***	0.36	0.05	0.45	(0.07)					
		0.36		0.50						
STEP 3	***	0.24	0.03	0.31	0.05	0.45	(0.07)			
		0.24		0.34		0.50				
STEP 4	***	0.23	0.03	0.21	0.03	0.31	0.05	0.45	(0.07)	
		0.23		0.24		0.34		0.50		
STEP 5	***	6.32	0.80	5.72	0.83	5.93	0.86	6.24	0.91	6.69
		6.32		6.52		6.76		7.10		7.60
合　計		7.68		7.60		7.60		7.60		7.60

表－設1.22　各施工段階の収縮量の合計値

	P1	P2		P3		P4		P5		P6
	張出部 L_1= 0.0m	径間部 L_2=39.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m	張出部 L_1= 5.0m	径間部 L_2=34.5m
STEP 1	***	10.41	(0.07)							
		10.41								
STEP 2	***	1.77	0.23	9.10	(0.07)					
		1.77		9.33						
STEP 3	***	0.91	0.11	1.54	0.23	9.10	(0.07)			
		0.91		1.65		9.33				
STEP 4	***	0.88	0.11	0.79	0.11	1.54	0.23	9.10	(0.07)	
		0.88		0.90		1.65		9.33		
STEP 5	***	13.04	1.65	12.16	1.76	12.95	1.87	14.49	2.10	23.59
		13.04		13.81		14.71		16.36		25.69
合　計		27.01		25.69		25.69		25.69		25.69

1.4.3 支承の初期変形量

フレーム解析結果より，各施工段階での支承の変形量は表－設1.23のように求められる。なお，表中の符号は，Ｐ１からＰ６へ向かう方向に変形する場合を正としている。

表－設1.23 各施工段階における支承の変形量（㎜）

施工段階	Ｐ１	Ｐ２	Ｐ３	Ｐ４	Ｐ５	Ｐ６
STEP 1	6.92	-2.52				
STEP 2	5.21	3.42	-5.32			
STEP 3	4.44	3.44	1.97	-7.02		
STEP 4	4.12	3.15	2.32	0.97	-7.94	
STEP 5	32.92	19.96	7.78	-4.92	-19.11	-43.08

主桁の施工開始からクリープおよび乾燥収縮が終了するまで（$t=\infty$）の支承変形量の累計および橋体完成後の温度変化による支承変形量の累計を表－設1.24に示す。表中のSTEP５の値が，プレストレス，クリープおよび乾燥収縮による支承変形量の合計であり，これが支承の初期変形量となる。なお，変形量の算出には，温度変化として±20℃を考慮した。

表－設1.24 支承変形量の累計（㎜）

施工段階	Ｐ１	Ｐ２	Ｐ３	Ｐ４	Ｐ５	Ｐ６
STEP 1	6.92	-2.52				
STEP 2	12.13	0.90	-5.32			
STEP 3	16.57	4.34	-3.35	-7.02		
STEP 4	20.69	7.49	-1.03	-6.05	-7.94	
STEP 5	53.61	27.45	6.75	-10.97	-27.05	-43.08
温度変化	±18.08	±10.30	± 3.36	± 3.50	±10.34	±17.56

本試設計では，下部構造諸元を設定し，これを用いて上下部構造を含めた全体系の解析を行った。しかし，一般には，支承を決定する段階では下部構造の諸元は決定されていない場合が多いが，下部構造の剛性は免震支承の水平剛性に比較してかなり大きいため，下部構造の剛性の影響は小さい。このため，下部構造の剛性を無視した場合についても同様な解析を行い，本試設計との比較を行った。支承変形量の累計値を表－設1.25に示す。表中のＡが下部構造を含めた全体構造系として試設計した値，Ｂが下部構造を無視した場合の値である。支承変形量が最も大きくなる端部橋脚においては，後者の値は前者に比較して10％程度大きい。ただし，この値は常時荷重による水平変位を照査すると安全側の値となり，また，許容値に対しても十分余裕がある。

下部構造を考慮した場合と，無視した場合の橋脚天端に作用する水平力の比較を，表－設1.26に示す。支承変形量の差により作用水平力にも若干の違いが生じるが，橋脚断面の決定要因である地震時断面力に占める割合は最大でも２パーセント程度であり，これが下部構造諸元に影響をもたらすことはない。

以上から，本試設計と同様の免震支承と下部構造をもつ免震橋の場合には，初期変形量の算定において、下部構造を無視して解析をしても特に問題はない。

表－設1.25　下部構造を考慮した場合（A）と無視した場合（B）の支承変形量の比較（㎜）

施工段階		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
STEP 1	A	6.92	-2.52				
	B	7.62	-2.79				
STEP 2	A	12.13	0.90	-5.32			
	B	13.38	1.21	-6.11			
STEP 3	A	16.57	4.34	-3.35	-7.02		
	B	18.15	5.08	-3.87	-7.86		
STEP 4	A	20.69	7.49	-1.03	-6.05	-7.94	
	B	22.61	8.67	-1.16	-6.77	-9.01	
STEP 5	A	53.61	27.45	6.75	-10.97	-27.05	-43.08
	B	58.31	31.39	7.88	-12.27	-30.72	-48.14
温度変化	A	±18.08	±10.30	± 3.36	± 3.50	±10.34	±17.56
	B	±19.61	±11.74	± 3.91	± 3.91	±11.74	±19.61
合　計	A	71.69	37.75	10.11	-14.47	-37.39	-60.64
	B	77.92	43.13	11.79	-16.18	-42.46	-67.75
$0.7 \cdot \Sigma t_e$		95.20	91.00	91.00	91.00	91.00	95.20

表－設1.26　下部構造を考慮した場合（A）と無視した場合（B）の橋脚天端水平力の比較（tf）

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
PS・CR・SH	A	40	56	14	-22	-55	-32
	B	43	64	16	-25	-62	-36
震度法レベルの慣性力		±197	±248	±231	±269	±254	±175
地震時橋脚天端水平力	A	237	304	245	-291	-309	-207
	B	240	312	247	-294	-316	-211
	比率	+1.3%	+2.6%	+0.8%	-1.0%	-2.3%	-1.9%

1.5　震度法による設計

1.5.1　断面力と変位の算出

(1)　固有周期の算出

固有周期は図－設1.5に示した骨組構造モデルを用いて，静的フレーム法によって求めた。表－設1.27は固有周期の算定結果を示したものであり，固有周期は0.75秒となる。

(2)　設計水平震度の算出

免震設計における震度法レベルでの設計水平震度は次式で与えられる。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} \qquad (設1.13)$$

ここに，

c_z ：地域別補正係数　　（＝1.0）

c_G ：地盤別補正係数　　（＝1.0）

c_I ：重要度別補正係数　（＝1.0）

c_T ：固有周期別補正係数（＝1.25）

c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数

k_{h0}：標準設計水平震度　（＝0.2）

橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E を決定するには，橋の減衰定数を求めなければならない。橋の減衰定数は次式により算出する。計算結果を表－設1.28に示す。

$$h=\frac{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\left(h_{Bi}+\frac{h_{Pi}K_{Bi}}{K_{Pi}}+\frac{h_{Fui}K_{Bi}}{K_{Fui}}+\frac{h_{F\theta i}H^2K_{Bi}}{K_{F\theta i}}\right)}{\Sigma K_{Bi}\cdot u_{Bi}^2\left(1+\frac{K_{Bi}}{K_{Pi}}+\frac{K_{Bi}}{K_{Fui}}+\frac{K_{Bi}H^2}{K_{F\theta i}}\right)} \qquad (設1.14)$$

以上より，橋の減衰定数に基づく補正係数は $c_E=0.9$ となる。したがって，設計水平震度 k_h は次の通りとなる。

$$k_h=c_z\cdot c_G\cdot c_I\cdot c_T\cdot c_E\cdot k_{h0}$$
$$=1.0\times1.0\times1.0\times1.25\times0.9\times0.2=0.23 \qquad (設1.15)$$

表－設1.27　静的フレーム法による固有周期算定結果

節点	W(tf)	u(m)	$W\cdot u$(th·m)	$W\cdot u^2$(tf·m²)	
1	258.004	0.15728	40.579	6.38230	
2	516.008	0.15744	81.238	12.78977	
3	516.008	0.15712	81.076	12.73890	
4	516.008	0.15732	81.178	12.77071	
5	516.008	0.15705	81.037	12.72644	
6	516.008	0.15721	81.124	12.75384	
7	516.008	0.15691	80.969	12.70521	
8	516.008	0.15721	81.120	12.75262	
9	516.008	0.15703	81.029	12.72400	
10	516.008	0.15739	81.213	12.78190	
11	258.004	0.15728	40.578	6.38185	
13	55.125	0.05736	3.162	0.18136	
15	107.188	0.03480	3.730	0.12982	$\Sigma W\cdot u$ =956.818
17	282.506	0.01479	4.177	0.06177	$\Sigma W\cdot u^2$ =133.68892
20	110.250	0.07465	8.230	0.61434	
22	251.125	0.04318	10.844	0.46828	$\delta=\frac{\Sigma W\cdot u^2}{\Sigma W\cdot u}$
24	565.012	0.01677	9.476	0.15892	=0.140 (m)
27	110.250	0.08622	9.506	0.81962	
29	287.875	0.04825	13.889	0.67009	$T=2.01\cdot\sqrt{\delta}$
31	565.012	0.01711	9.669	0.16545	=0.751 (s)
34	110.250	0.06873	7.577	0.52073	
36	324.625	0.03414	11.083	0.37841	
38	757.387	0.01108	8.389	0.09293	
41	110.250	0.08015	8.836	0.70816	
43	361.375	0.03848	13.906	0.53514	
45	757.387	0.01126	8.531	0.09609	
48	55.125	0.07398	4.078	0.30173	
50	199.063	0.03500	6.968	0.24391	
52	378.694	0.00957	3.625	0.03471	

注）W: 質点の重量，u：各質点重量を慣性力の作用方向に作用させた各質点位置に生じる変位

表－設1.28　震度法レベルでの橋の減衰定数

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	減衰定数
支承の等価減衰定数 h_{Bi}	0.259	0.239	0.217	0.238	0.217	0.247	h =0.179
橋脚の等価減衰定数 h_{Pi}	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
基礎の併進の減衰定数 h_{Fui}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
基礎の回転の減衰定数 $h_{F\theta i}$	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
支承の等価剛性 K_{Bi} (tf/m)	4,506	14,045	15,534	14,098	15,534	4,874	
橋脚の等価剛性 K_{Pi} (tf/m)	64,327	88,380	63,305	46,886	35,687	13,895	
基礎の併進のバネ定数 K_{Fui} (tf/m)	203,300	406,600	406,600	542,100	542,100	271,300	
基礎の回転のバネ定数 $K_{F\theta i}$ (tf/rad)	2,840,000	5,694,000	5,694,000	11,950,000	11,950,000	5,976,000	
免震支承の設計変位 u_{Bi} (m)	0.0220	0.0180	0.0157	0.0179	0.0157	0.0198	
慣性力の作用位置 H (m)	9.000	10.200	11.400	12.600	13.800	15.000	

(3)　免震装置の変位

震度法レベルの地震によって生じる上部構造の変位および支承の変形量を表－設1.29に示す。

表－設1.29　震度法レベルでの上部構造変位および支承変形量

特　性　値	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
上部構造変位 u_T (cm)	3.61					
支承変形量 u_B (cm)	2.19	1.76	1.48	1.91	1.63	1.80

(4)　下部構造の断面力

橋脚下端の断面力を表－設1.30に示す。端部橋脚では，同等の構造が隣接しているものとして主桁の収縮に起因する断面力は打ち消し合うものとみなした。

1.5.2　下部構造の照査

表－設1.30に示したように橋脚下端の断面は地震時に厳しくなるため，鉄筋量は地震時の橋脚下端の応力度に基づいて決定した。表－設1.31は応力度の検討結果を示したものである。

1.5.3　免震支承の照査

1.5.1で算出した免震装置に生じる変位 u_D が，免震装置の初期設定で定めた免震装置の設計変位 u_B と大きく異なる場合には，再度免震装置の設計変位を設定しなおして免震設計を行う必要がある。本試設計では，免震支承の設計変位量 u_D は表－設1.32に示すように，全ての橋脚の免震支承において，±10%以内に収まっており，再計算の必要はない。

1.6　地震時保有水平耐力法による照査

1.6.1　橋脚の地震時保有水平耐力の照査

震度法により設定された橋脚断面に対して，地震時保有水平耐力の照査を行う。「道路橋示方書　V耐震設計編」では，橋全体を個々の橋脚とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割して照査を行うものとしている。しかし，本試設計では，等価固有周期および橋の減衰定数は，震度法と同様に橋全体をひとつの振動単位として算出した。なお，橋脚の剛性としては，降伏時剛性を用いている。表－設1.33に静的フレーム法による等価固有周期を，また，表－設1.34に橋の減衰定数を示す。これは，各橋脚ごとに設定した免震支承および下部構造の諸元に大きな差異がないこと，橋脚の地震時保有水平耐力の照査とともに地震時保有水平耐力法レベルでの上部構造変位および支承変形量を求める必要があるためである。

表－設1.30　橋脚下端の断面力

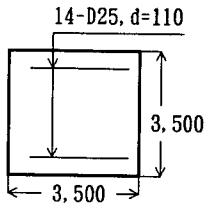
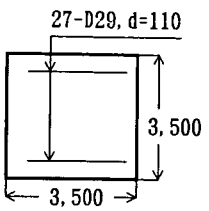
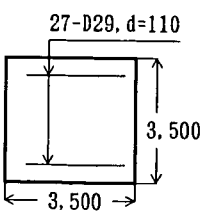
		P 1			P 2			P 3		
		M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)
自重		0	1194	0	0	1495	0	0	1409	0
PS, CR, SH		0	0	0	566	0	56	156	0	14
活荷重		0	280	0	0	270	0	0	270	0
温度変化		0	0	0	± 106	0	± 10	± 39	0	± 3
0.2・Qd		0	0	0	± 262	0	± 26	± 293	0	± 26
地震慣性力		±2154	0	± 272	±2998	0	± 331	±3205	0	± 322
組合せ荷重	常時	0	1474	0	828	1765	82	449	1679	40
	温度時	0	1474	0	934	1765	92	488	1679	43
	地震時	2154	1194	272	3564	1495	387	3361	1409	336

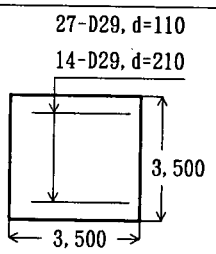
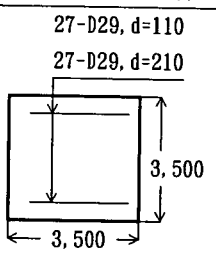
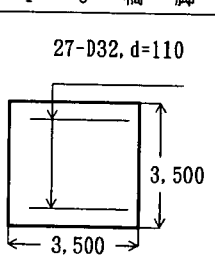
		P 4			P 5			P 6		
		M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)	M (tf.m)	N (tf)	S (tf)
自重		0	1448	0	0	1605	0	0	1378	0
PS, CR, SH		− 280	0	−22	− 756	0	− 55	0	0	0
活荷重		0	270	0	0	270	0	0	280	0
温度変化		± 45	0	± 4	± 145	0	± 11	0	0	0
0.2・Qd		± 323	0	± 26	± 354	0	± 26	0	0	0
地震慣性力		±4077	0	± 369	±4318	0	± 362	±3583	0	± 292
組合せ荷重	常時	− 603	1718	− 48	−1110	1875	− 81	0	1658	0
	温度時	− 648	1718	− 52	−1255	1875	− 92	0	1658	0
	地震時	−4357	1448	− 391	−5074	1605	− 417	3583	1378	292

表－設1.32　免震支承の震度法レベルの設計変位量の照査

免震支承の照査	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	照査
免震支承の設計変位　u_B (cm)	2.20	1.76	1.52	1.86	1.65	1.77	
免震支承に生じる変位　u_D (cm)	2.19	1.76	1.48	1.91	1.63	1.80	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.005	0.000	0.026	0.027	0.012	0.017	≦0.10

表－設1.31　橋脚下端の応力計算結果

橋脚		P 1 橋脚	P 2 橋脚	P 3 橋脚
断面形状および鉄筋配置				
断面力	M (tf・m)	2,154	3,564	3,361
	N (tf)	1,194	1,495	1,409
	S (tf)	272	387	336
応力度	σ_c (kgf/cm²)	68	90	85
	σ_s (kgf/cm²)	2,212	2,766	2,610
	τ_m (kgf/cm²)	2.3	3.3	2.8
許容応力度	σ_{ca} (kgf/cm²)	120	120	120
	σ_{sa} (kgf/cm²)	3,000	3,000	3,000
	τ_a (kgf/cm²)	5.9	5.9	5.9

橋脚		P 4 橋脚	P 5 橋脚	P 6 橋脚
断面形状および鉄筋配置				
断面力	M (tf・m)	4,357	5,074	3,583
	N (tf)	1,448	1,605	1,378
	S (tf)	391	417	292
応力度	σ_c (kgf/cm²)	97	101	84
	σ_s (kgf/cm²)	2,908	2,736	2,518
	τ_m (kgf/cm²)	3.3	3.6	2.5
許容応力度	σ_{ca} (kgf/cm²)	120	120	120
	σ_{sa} (kgf/cm²)	3,000	3,000	3,000
	τ_a (kgf/cm²)	5.9	5.9	5.9

表－設1.33　静的フレーム法による固有周期算定結果（地震時保有水平耐力法レベル）

節点	W (tf)	u (m)	$W \cdot u$ (tf·m)	$W \cdot u^2$ (tf·m²)	
1	258.004	0.60089	155.032	93.15715	
2	516.008	0.60106	310.150	186.41738	
3	516.008	0.60075	309.994	186.22962	
4	516.008	0.60100	310.118	186.37952	
5	516.008	0.60077	310.001	186.23861	
6	516.008	0.60104	310.143	186.40893	
7	516.008	0.60085	310.042	186.28840	
8	516.008	0.60118	310.214	186.49440	
9	516.008	0.60104	320.143	186.40951	
10	516.008	0.60140	310.326	186.62956	
11	258.004	0.60128	155.134	93.27930	
13	55.125	0.06397	3.527	0.22560	
15	107.188	0.03677	3.941	0.14491	$\Sigma W \cdot u = 3282.125$
17	282.506	0.01505	4.251	0.06398	$\Sigma W \cdot u^2 = 1875.29909$
20	110.250	0.09919	10.936	1.08469	
22	251.125	0.04989	12.529	0.62511	$\delta = \dfrac{\Sigma W \cdot u^2}{\Sigma W \cdot u}$
24	565.012	0.01719	9.709	0.16685	$= 0.571$ (m)
27	110.250	0.12162	13.409	1.63079	
29	287.875	0.05851	16.844	0.98557	$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta}$
31	565.012	0.01718	10.095	0.18036	$= 1.519$ (s)
34	110.250	0.10738	11.838	1.27112	
36	324.625	0.04361	14.157	0.61736	
38	757.387	0.01063	8.053	0.08564	
41	110.250	0.12690	13.990	1.77535	
43	361.375	0.05057	18.273	0.92399	
45	757.387	0.01097	8.307	0.09111	
48	55.125	0.13100	7.221	0.94592	
50	199.063	0.05079	10.109	0.51340	
52	378.694	0.00961	3.638	0.03495	

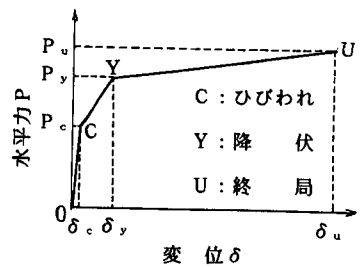
表－設1.34　地震時保有水平耐力法レベルでの橋の減衰定数

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	減衰定数
支承の等価減衰定数 h_{Bi}	0.164	0.166	0.168	0.166	0.168	0.166	
橋脚の等価減衰定数 h_{Pi}	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
基礎の併進の減衰定数 h_{Rui}	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
基礎の回転の減衰定数 $h_{R\theta i}$	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
支承の等価剛性 K_{Bi} (tf/m)	830	2,266	2,281	2,266	2,282	835	$h = 0.153$
橋脚の等価剛性 K_{Pi} (tf/m)	35,385	31,370	22,420	17,117	13,876	4,971	
基礎の併進のバネ定数 K_{Rui} (tf/m)	203,300	406,600	406,600	542,100	542,100	271,300	
基礎の回転のバネ定数 $K_{R\theta i}$ (tf/rad)	2,840,000	5,694,000	5,694,000	11,950,000	11,950,000	5,976,000	
免震支承の設計変位 u_{Bi} (m)	0.3002	0.2891	0.2830	0.2889	0.2829	0.2943	
慣性力の作用位置 H (m)	9.000	10.200	11.400	12.600	13.800	15.000	

橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果を表－設1.35に示す。個々の橋脚が支持する上部構造部分の重量は，橋脚の降伏剛性を用いて算出した慣性力の分担率によって求めた。また，帯鉄筋としては，「道路橋示方書　Ⅳ下部構造編」に規定されている柱とフーチングの接合部の目安値を参照にD22を125㎜間隔で配置した。

表－設1.35　橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
ひびわれ時	荷重 P_c (tf)	312	293	263	243	231	202
	変位 δ_c (cm)	0.236	0.311	0.389	0.475	0.581	0.670
降伏時	荷重 P_y (tf)	344	483	433	457	486	372
	変位 δ_y (cm)	0.485	1.539	1.931	2.667	3.502	3.741
終局時	荷重 P_u (tf)	400	590	529	547	576	458
	変位 δ_u (cm)	8.254	9.911	12.439	14.544	16.424	21.318
せん断耐力 P_s (tf)		1,019	1,019	1,019	1,019	1,019	1,019
破壊形態の判定		曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行	曲げ先行
地震時保有水平耐力 P_a (tf)		381	554	497	517	546	429
許容塑性率 μ		11.667	4.627	4.629	3.969	3.460	4.133
等価固有周期 T_{EQ}(s)		1.519 （c_R =0.85）					
橋の減衰定数 h		0.153 （c_E =0.70）					
設計水平震度 k_{hc}		0.60 （$=c_Z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hc0}$ =1.0x1.0x1.0x0.85x0.7x1.0）					
等価設計水平震度 k_{he}		0.13	0.21	0.21	0.23	0.25	0.22
上部工重量 W_U (tf)		857	1,099	1,063	1,094	1,063	836
橋脚重量 W_P (tf)		325	361	398	435	472	508
安全性照査に用いる等価重量 W(tf)		1,019	1,280	1,262	1,311	1,299	1,090
$k_{he} \times W$ (tf)		132	269	265	302	325	240
照査（$P \geqq k_{he} \cdot W$）		OK	OK	OK	OK	OK	OK



図－設1.7　$P-\delta$曲線

1.6.2　変形量の算定

地震時保有水平耐力法レベルにおける上部構造の変位および免震支承の変形量は，全体骨組構造モデルにより算出した。算出結果を表－設1.36に示す。

表－設1.36　地震時保有水平耐力法レベルでの上部構造変位および支承変形量

特　性　値	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
上部構造変位 u_T (cm)	36.06					
支承変形量 u_B (cm)	31.87	29.53	28.10	29.00	27.79	27.58

1.6.3　免震支承の照査

1.6.2で算定した免震装置に生じる変位 u_D が，免震装置の初期設定で定めた免震装置の設計変位 u_B と大きく異なる場合には，再度免震装置の設計変位を設定しなおして免震設計を行う必要がある。免震支承の設計変位量の照査結果は表－設1.37に示すとおりである。全ての免震支承において，u_D は u_B の±10%以内に収まっており，再計算の必要はない。

表－設1.37　免震支承の地震時保有水平耐力法レベルでの設計変位量の照査

免震支承の照査	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	照　査
免震支承の設計変位 u_B (cm)	30.06	28.81	28.13	29.14	28.50	28.89	
免震支承に生じる変位 u_D (cm)	31.87	29.53	28.10	29.00	27.79	27.58	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.060	0.025	0.001	0.005	0.025	0.045	≦0.10

1.7　構造細目

橋脚Ｐ１およびＰ６の隣には，本試設計の対象とした橋梁と同じ免震橋が架かっているものとする。伸縮装置としては鋼製フィンガージョイントを，また，落橋防止装置として桁間連結方式のＰＣ鋼棒を設置するものとする。また，橋軸方向だけを免震化するもので，橋軸直角方向に対しては水平支承タイプの移動制限装置を設けて，桁の変位を抑制するものとする。

1.7.1　遊間の設定

主要構造物の遊間（桁遊間）は，表－設1.38に示すように道路橋伸縮装置便覧に従って桁の伸縮量により設定しなければならない。従来は，地震時の移動量は考慮されていなかったが，免震橋ではこれを考慮するため，従来からの温度変化時の伸縮量と震度法レベルの地震による桁の伸縮量を比較し，その大きい方を遊間とする。

(1)　温度変化時

温度変化時の桁の伸縮量 ΔL_t を，道路橋伸縮装置便覧に従って以下のように求める。

$$\Delta L_t = (0.44+0.6\beta)\,\ell = (0.44+0.6\times0.5)\times(197.5/2) = 73\text{mm} \qquad (設1.16)$$

ここで，

ℓ：伸縮けた長（m）

β：低減係数（0.5とする）

よって，桁が２連連続しているかけ違い部の橋脚上では，桁遊間 S_{Bt}は以下のようになる。

$$S_{Bt} = 73\text{mm}\times 2 = 146\text{mm} \qquad (設1.17)$$

(2)　震度法レベルでの遊間

震度法レベルの地震による桁の橋軸方向移動量は，Ｐ１側で u_{BP1} ＝±37mm，Ｐ６側で u_{BP6} ＝37mmであるので，震度法レベルの地震による遊間 S_{Bs}は以下のようになる。なお，クリープ・乾燥収縮は考慮しないものとする。

$$S_{Bs} = 100 + \sqrt{{u_{BP1}}^2 + {u_{BP6}}^2} = 100 + \sqrt{37^2+37^2} = 152\text{mm} \qquad (設1.18)$$

(3)　桁遊間

桁遊間は，温度変化時の遊間及び震度法レベルでの遊間を比較し，桁遊間 S_B を $S_B = S_{Bt}$＝152mm→160mmに

表－設1.38　伸縮量の算出（道路橋伸縮装置便覧より）

（単位：mm）

橋種		鋼橋	鉄筋コンクリート橋	PC橋
温度変化		－10℃～＋40℃	－5℃～＋35℃	－5℃～＋35℃
伸縮量	温度変化	0.60 ℓ	0.40 ℓ	0.40 ℓ
	乾燥収縮	——	0.2 β ℓ	0.2 β ℓ
	クリープ	——	——	0.4 β ℓ
	余裕量	0.06 ℓ	0.04 ℓ	0.04 ℓ
	合計	0.66 ℓ	(0.44＋0.2 β) ℓ	(0.44＋0.6 β) ℓ

ここで，ℓ：伸縮けた長（m），β：低減係数

設定する。

1.7.2　伸縮装置

伸縮装置は橋脚P1～P6上の桁が完成した直後に標準温度15℃で設置するものとし，主桁の移動量の算出は骨組み構造の計算により求めるものとする。

(1)　移動量の算出

骨組み構造計算結果により，主桁の移動量は表－設1.39のとおりとなる。

①　温度変化による移動量（標準温度15℃から±20℃の温度変化による伸縮量）

P1側：$\Delta \ell_{tP1}$ ＝±20mm，　P6側：$\Delta \ell_{tP6}$ ＝±20mm

合　計：$\Delta \ell_t$ ＝±40mm

②　クリープ・乾燥収縮による移動量

P1側：$\Delta \ell_{cP1}$ ＝（36－5）＝31mm，　P6側：$\Delta \ell_{cP6}$ ＝48mm

合　計：$\Delta \ell_c$ ＝31＋48＝79mm→80mm

③　余裕量

道路橋伸縮装置便覧に従って，伸縮けた長の4％とする。

$$\Delta \ell_r = 0.04 \ell = 0.04 \times (197.5/2) = 4 \text{ mm} \qquad (設1.19)$$

④　震度法レベルの地震による移動量

P1側：$\Delta \ell_{eP1}$ ＝±37mm，　P6側：$\Delta \ell_{eP6}$ ＝±37mm

合　計：$\pm \sqrt{37^2+37^2}$ ＝±52mm

(2)　設計移動量の算出

①　常時　装置の伸び量　$\Delta \ell_1 = \Delta \ell_t + \Delta \ell_r + \Delta \ell_c = 40 + 4 + 80 = 124\text{mm} \rightarrow 125\text{mm}$

装置の縮み量　$\Delta \ell_2 = \Delta \ell_t + \Delta \ell_r = 40 + 4 = 44\text{mm} \rightarrow 45\text{mm}$

②　地震時　装置の伸び量　$\Delta \ell_{e1} = \Delta \ell_e + \Delta \ell_r = 52 + 4 = 56\text{mm} \rightarrow 60\text{mm}$

装置の縮み量　$\Delta \ell_{e2} = \Delta \ell_e + \Delta \ell_r = 52 + 4 = 56\text{mm} \rightarrow 60\text{mm}$

③　設計移動量　$\Delta \ell = MAX(\Delta \ell_1, \Delta \ell_{e1}) + MAX(\Delta \ell_2, \Delta \ell_{e2})$

$= \Delta \ell_1 + \Delta \ell_{e2} = 125 + 60 = 185\text{mm}$とする。

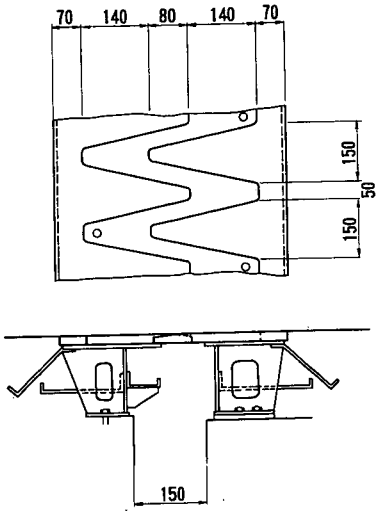
(3)　施工時のセット

フィンガーの最小ラップ長を20mm，フィンガーの最小遊間を15mmとする。伸縮装置の基本寸法を図－設1.8のように設定する。また，図－設1.9に伸縮装置の概要図を示す。

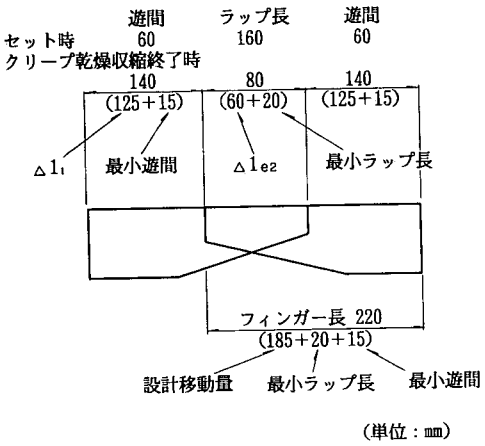
表－設1.39　主桁移動量の算出

（単位：mm）

荷重		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
クリープ乾燥伸縮	STEP 1	+ 7.5	− 2.9	—	—	—	—
	STEP 2	+ 5.7	+ 3.9	− 6.2	—	—	—
	STEP 3	+ 4.8	+ 3.9	+ 2.3	− 7.8	—	—
	STEP 4	+ 4.5	+ 3.6	+ 2.7	+ 1.1	− 9.0	—
	STEP 5	+35.8	±22.8	+ 9.1	− 5.5	−21.7	−48.2
温度変化（±20℃）		±19.6	±11.8	± 3.9	± 3.9	±11.7	±19.6
地震の影響	震度法	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9	±36.9
	保有水平耐力法	± 488.4	± 488.3	± 488.3	± 488.4	± 488.5	± 488.7



図－設1.8　伸縮装置の基本寸法



図－設1.9　伸縮装置の概要図
（標準温度時でクリープ・乾燥収縮終了時）

1.7.3　落橋防止装置

(1)　落橋防止装置の構造

本試設計では，図－設1.10に示すようにかけ違い部の橋脚上において，主桁どうしを相互にＰＣ鋼棒により連結する落橋防止装置を用いることとする。

(2)　耐荷力

落橋防止装置の耐荷力は，該当する支承の鉛直死荷重反力に相当する値以上とする。端橋脚の死荷重反力を，W_d ＝400tfとして設計する。

道路橋示方書によれば，落橋防止装置の設計に用いる水平力$H_R \geqq 2.0 k_h \cdot R_d = 2.0 \times 0.25 \times 400 = 200$tfである。ＰＣ鋼棒としては，$\phi$32mm（Ｂ種２号）を６本使用するとすれば，鋼材降伏時の耐荷力Pは以下のように設計水平力H_R以上となる。

$$P = 95\text{kgf/mm}^2 \times 804.2\text{mm}^2 \times 6\text{本} = 458 \times 10^3\ \text{kgf} = 458\text{tf} > H_R = 200\text{tf}$$

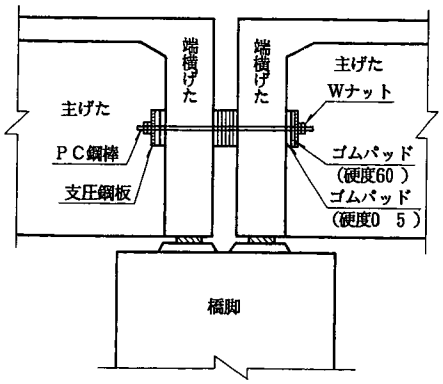
(3)　落橋防止装置が作動するまでの移動可能量

落橋防止装置は，地震時保有水平耐力法レベルでは，作動しなければならない。したがって，本試設計で，落橋防止装置が作動するまでの移動量u_xを震度法レベルの地震による桁の移動量と地震時保有水平耐力法レベル

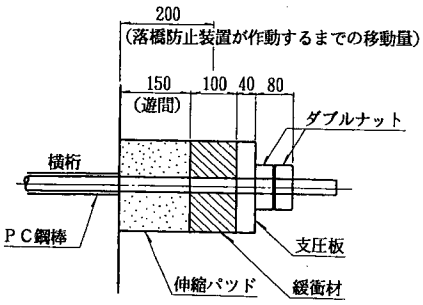
の桁の移動量の平均として以下のように定める。

$$u_x = (\sqrt{37^2+37^2} + \sqrt{489^2+489^2}) / 2 = 372\text{mm} \rightarrow 400\text{mm}$$

片側の落橋防止装置の遊間は図－設1.11に示すように緩衝材の変形を考慮して設定する。また，図－設1.12に落橋防止装置とあわせてかけ違い部の概要図を示す。

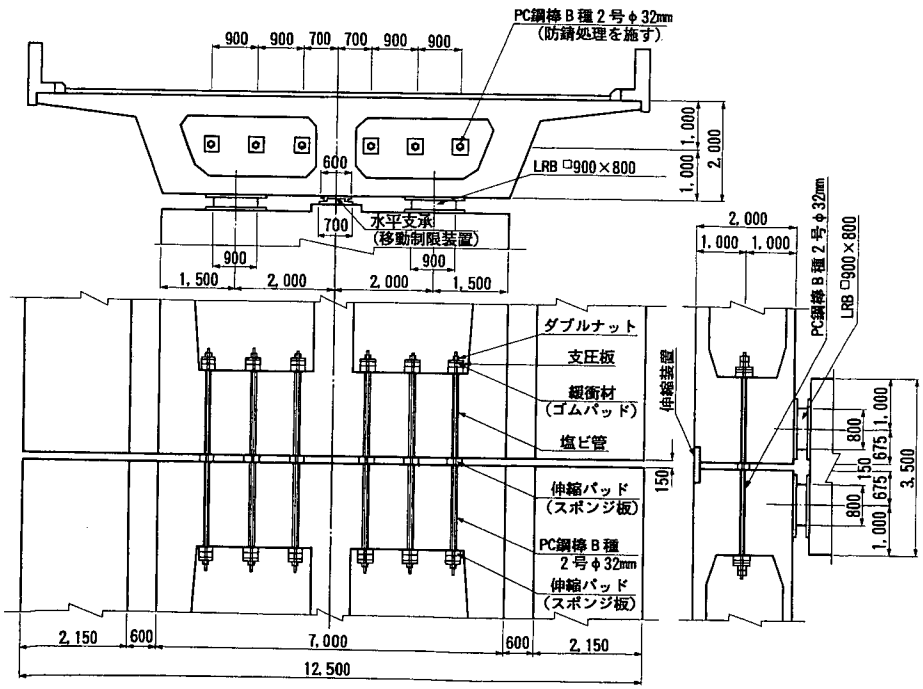


図－設1.10　落橋防止装置の構造タイプ



注）緩衝材は厚さの半分(5cm) の変形後、抵抗力を示すようなゴム材である。

図－設1.11　落橋防止装置の遊間



図－設1.12　架け違い部の構造細目

1.7.4　移動制御装置

橋軸方向のみの1方向免震構造とするため，橋軸直角方向は，移動制限装置により主桁変位を拘束し，非免震構造とする。移動制限装置としては，図－設1.13に示すように2個配置した免震装置の間に水平支承タイプの移動制限装置を設置する。

移動制限装置の設計に用いる水平力H_sは，道路橋示方書に従い，次式により求める。

$$H_s = 1.5 \cdot k_h \cdot R_d \qquad (設1.20)$$

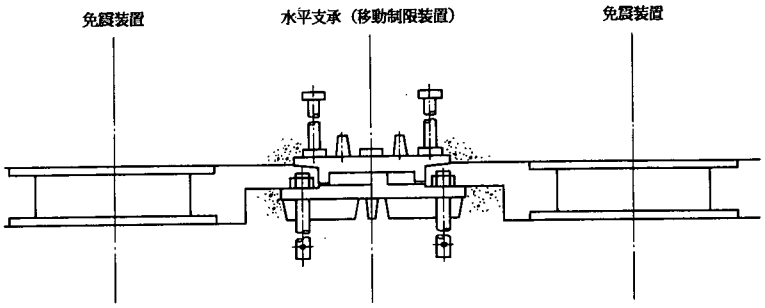
ここに，

H_s：移動制限装置の設計水平力

k_h：震度法レベルでの設計水平震度

R_d：死荷重による鉛直反力

表－設1.40に設計水平力H_sの算出結果を示す。



図－設1.13　移動制限装置

表－設1.40　設計水平力H_s

位　置	R_d	k_h	H_s	支承タイプ
P1，P6	400tf	0.23	138tf	150tf沓
P2，P5	1160tf	0.23	400tf	400tf沓
P3，P4	1020tf	0.23	352tf	400tf沓

1.8　動的解析による照査

(1)　解析条件

動的解析の解析条件を表－設1.41に示す。

(2)　固有値解析結果

固有値解析結果を表－設1.42に示す。

これによれば，1次モードの有効質量比は震度法レベルでは62.7%，地震時保有水平耐力法レベルでは53.3%といずれも50%を越えている。2次モード以上では有効質量比が，10%を越えるモードはなく，応答は，ほぼ1次モードに支配されている。

表－設1.41　動的解析の解析条件

解析手法	モード解析による応答スペクトル法（線形解析）
減衰定数の算出方法	ひずみエネルギー比例減衰
構造要素の減衰定数	上部構造　3% 下部構造　5% 基礎構造　10%
スペクトル曲線	本マニュアル（案）による標準加速度応答スペクトル
応答解析手法	二乗和平方根（R.M.S.）
応答解析次数	有効質量の95%まで
振動方向	水平振動のみに着目

表－設1.42　固有値解析結果一覧表

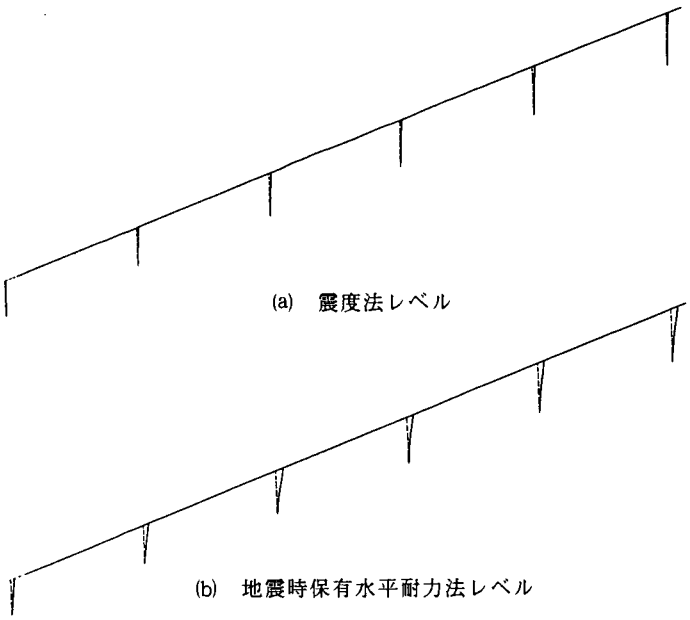
(a)　震度法レベル

モード次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担率										モード減衰 h (%)
				主桁	橋脚	基礎	支承							
							合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
1	0.761	25.970	62.7	0.1	16.6	32.2	51.2	5.8	10.6	8.6	12.1	10.0	4.1	16.00
2	0.184	4.447	1.8	2.2	11.0	53.3	33.4	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	33.3	14.20
3	0.168	5.150	2.5	2.9	2.2	52.2	42.6	0.0	0.1	40.9	0.0	1.2	0.4	14.69
4	0.165	2.924	0.8	9.6	3.1	59.3	28.1	7.1	14.1	1.9	0.1	4.4	0.5	13.09
5	0.163	1.398	0.2	0.6	2.1	66.8	30.5	17.0	12.9	0.1	0.0	0.5	0.0	14.42
6	0.159	10.040	9.4	1.0	5.7	53.2	40.1	1.0	7.9	1.3	0.4	29.5	0.0	14.55
7	0.153	9.374	8.2	0.9	6.9	57.6	34.5	0.2	0.9	0.2	33.1	0.1	0.0	14.35
8	0.133	-0.694	0.0	81.5	0.3	5.3	12.9	1.5	4.0	0.6	0.7	4.8	1.3	6.00
9	0.074	-4.551	1.9	0.9	37.1	56.9	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	8.83
10	0.070	-3.485	1.1	42.7	20.4	32.7	4.1	0.1	0.0	0.1	0.0	3.7	0.2	6.49
11	0.070	-5.412	2.7	51.9	16.5	26.6	4.9	0.1	0.0	0.1	0.0	4.4	0.3	6.13
12	0.066	5.620	2.9	2.6	34.8	55.6	6.9	0.0	0.0	0.0	6.9	0.0	0.0	9.04
13	0.062	-4.988	2.3	0.5	29.7	63.4	6.4	0.0	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0	9.23

(b)　地震時保有水平耐力法レベル

モード次数	周期 T (SEC)	刺激係数	有効質量比 (%)	構造要素別エネルギー分担率										モード減衰 h (%)
				主桁	橋脚	基礎	支承							
							合計	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
1	1.526	23.950	53.3	0.0	9.7	7.5	82.7	7.7	18.1	16.8	17.6	16.4	6.1	15.02
2	0.260	5.120	2.4	0.1	42.6	40.4	16.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.9	8.98
3	0.231	7.009	4.6	0.0	17.4	65.9	16.7	0.0	0.0	16.7	0.0	0.0	0.0	10.26
4	0.227	7.611	5.4	0.1	36.6	45.8	17.4	0.0	0.0	0.0	0.0	17.4	0.0	9.35
5	0.210	7.309	5.0	0.1	14.9	71.5	13.5	0.0	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0	10.14
6	0.207	7.956	5.9	0.0	35.0	50.3	14.7	0.0	0.0	0.0	14.7	0.0	0.0	9.22
7	0.190	5.631	2.9	0.1	9.5	82.9	7.5	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.00
8	0.138	-0.029	0.0	98.8	0.0	0.1	1.0	0.2	0.3	0.0	0.0	0.3	0.2	3.15
9	0.093	5.295	2.6	0.0	39.8	58.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	8.10
10	0.086	7.325	5.0	0.0	38.7	59.8	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	8.17
11	0.082	7.142	4.7	0.0	38.9	59.7	1.4	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	8.15
12	0.078	5.602	2.9	0.0	46.5	51.9	1.5	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	7.77
13	0.072	5.294	2.6	0.1	45.5	53.1	1.3	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	7.81

以下に支配的な1次モードでの特性を述べる。図－設1.14の振動モード図（1次）からもわかるように震度法レベル，地震時保有水平耐力法レベルともに1次モードは橋軸方向の支承の変形モード（桁の併進モード）であり，全支承の変形が他の構造要素の変形よりも卓越している。したがって，免震支承の変形により運動エネルギーが吸収され，橋脚などへのエネルギー伝達が低減されている。本試設計では，免震支承の剛性は，地震時保有水平耐力法レベルでは震度法レベルの約1／6倍に設定されているが，これは免震支承のエネルギー分担比率にも影響を与えてる。1次モードでの免震支承のエネルギー分担比率は，震度法レベルでは51.2%，地震時保有水平耐力法レベルでは82.7%とかなりの差がある。これはモード減衰にも影響を及ぼしており，震度法レベルでは支承の減衰が平均23.6%なのに対してモード減衰は16.0%，地震時保有水平耐力法レベルでは支承の減衰が平均16.6%なのに対しモード減衰は15.0%となっており，免震支承の剛性がモード減衰に与える影響は大きい。また，震度法レベルでは基礎のエネルギー分担比率が32.2%と比較的大きく，基礎の影響も無視できない。



図－設1.14　1次の振動モード

(3) 応答解析結果

固有値解析結果より応答は1次モードが支配的であるので1次モードにおける応答値を表－設1.43に示す。

表－設1.43　1次モードにおける応答値

地震レベル		震度法	地震時保有水平耐力法
固有周期 T (sec)	動的解析	0.761	1.526
	静的解析	0.751	1.519
モード減衰定数	動的解析	0.160	0.150
	静的解析	0.179	0.153
橋の減衰定数に基づく補正係数	動的解析：c_D	0.703	0.714
	静的解析：c_E	0.900	0.700
入力加速度応答スペクトル S (gal)	動的解析	176	607
	静的解析	225	588
設計震度 k_h	動的解析	0.18	0.62
	静的解析	0.23	0.60

1次モードにおける静的解析に対する動的解析による入力加速度応答スペクトル比は，震度法レベルで78.1%，地震時保有水平耐力法レベルで 102.0%となり，地震時保有水平耐力法レベルにおいて動的解析値が，多少大きくなった。これは減衰による補正係数の算定方法が，動的解析と静的解析で異なるためである。

動的解析と静的解析の主要部位における応答値を比較する。ここで，動的解析において考慮した応答解析の振動次数は有効質量の95%までとした。表－設1.44は地震力による支承水平反力を示したものである。支承水平反力は，地震時保有水平耐力法レベルにおいて静的解析および初期設定よりも動的解析の方が多少大きな値となっている。

表－設1.45は震度法レベルでの地震力による橋脚下端曲げモーメントを示したものである。いずれも静的解析よりも動的解析の方が小さく，応力的に安全である。

表－設1.44　地震力による支承水平反力

(a)　震度法レベル

(tf)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
動的解析	91.0	218.6	206.8	234.3	224.3	80.6
静的解析	98.7	247.6	230.5	268.6	253.7	87.7
初期設定	99.1	252.3	244.4	252.0	244.4	96.3

(b)　地震時保有水平耐力法レベル

(tf)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
動的解析	286.9	725.2	700.8	714.6	693.5	256.1
静的解析	264.5	669.1	640.9	657.2	634.1	230.3
初期設定	249.2	655.2	645.6	654.8	645.5	245.9

表－設1.45　地震力による橋脚下端曲げモーメント
（震度法レベル）

(tf・m)

	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
動的解析	1716.4	2367.2	2546.7	3129.8	3321.3	2657.0
静的解析	2154.2	2997.8	3204.8	4076.5	4317.6	3583.4

表－設1.46は支承の水平変位の照査結果を示したものである。静的解析よりも動的解析の方が数値的に大きい部分もあるが，いずれも許容値以下である。

表－設1.46　支承の水平変位の照査

(mm)

橋脚				P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	
支承高 Σt_i				136	130	130	130	130	136	
荷重	(静的解析)	PS・CR・SH	1	53.6	27.5	6.8	11.0	27.1	43.1	
		TEMP	2	9.0	5.2	1.7	1.8	5.2	8.8	
	動的解析	EQ(L1)	3	20.1	15.5	13.2	16.4	14.2	16.2	
		EQ(L2)	4	343.6	318.4	305.3	313.3	301.6	302.8	
	静的解析	EQ(L1)	5	21.9	17.6	14.8	19.1	16.3	18.0	
		EQ(L2)	6	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8	
荷重組合せ	(静的解析)	温度変化率	7=1+2	62.6	32.7	8.5	12.8	32.3	51.9	
	動的解析	地震時(L1)	8=1+3	73.7	43.0	20.0	27.4	41.3	59.3	
		地震時(L2)	9=1+4	343.6	318.4	305.3	313.3	301.6	302.8	
	静的解析	地震時(L1)	10=1+5	75.5	45.1	21.6	30.1	43.4	61.1	
		地震時(L2)	11=1+6	318.7	295.3	281.0	290.0	277.8	275.8	
比率	動的／静的	地震時(L1)	8/10	0.976	0.953	0.926	0.910	0.952	0.971	許容値
		地震時(L2)	9/11	1.078	1.078	1.086	1.080	1.086	1.098	
水平変位の照査（比率）	(静的解析)	温度変化率	$7/\Sigma t_i$	0.5	0.3	0.1	0.1	0.2	0.4	≦ 0.7
	動的解析	地震時(L1)	$8/\Sigma t_i$	0.5	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	≦ 1.5
		地震時(L2)	$9/\Sigma t_i$	2.5	2.4	2.3	2.4	2.3	2.2	≦ 2.5
	静的解析	地震時(L1)	$10/\Sigma t_i$	0.6	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	≦ 1.5
		地震時(L2)	$11/\Sigma t_i$	2.3	2.3	2.2	2.2	2.1	2.0	≦ 2.5

PS・CR・SH：プレストレス・クリープ・乾燥収縮　　L1：震度法レベル

TEMP　　：温度変化　　L2：地震時保有水平耐力法レベル

設計例－2　鋼橋の試設計

2.1　モデル橋の概要

鋼免震橋の試設計モデルは，都市内高架橋を想定し，以下のとおりとした。

(1)　上部構造

①　構造形式は免震橋の適用性を考慮して連続桁とし，等断面の箱桁形式（ＲＣ床版）とする。なお，桁端部は橋台とする。

②　支間長は免震装置に対する支承反力，および等断面箱桁であることから65mとする。

(2)　下部構造

①　橋脚は一般的な張出し式橋脚（矩形断面）とする。

②　地盤はⅢ種地盤を想定し，基礎形式は都市内高架橋等で施工実績の多い場所打ちコンクリート杭（φ1200）とする。

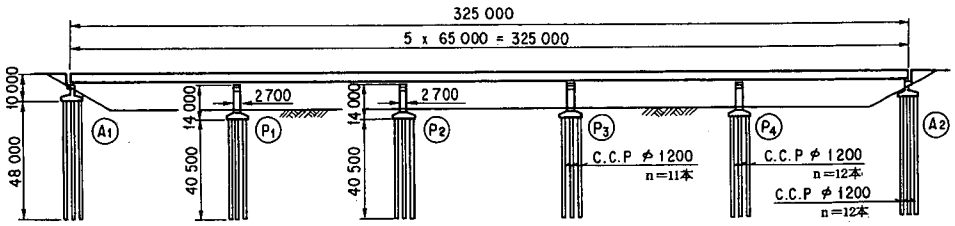
(3)　免震装置

①　免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）を採用するが，同等の動的特性（等価剛性，等価減衰定数）をもつ高減衰ゴム支承（ＨＤＲ）等の使用も可能である。

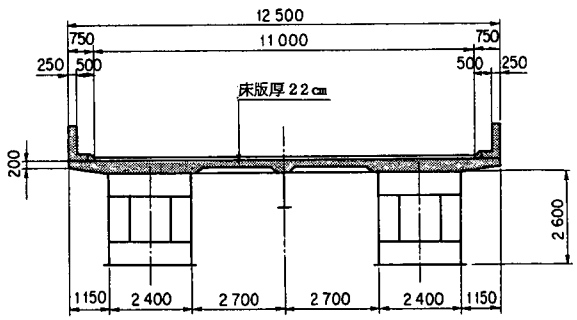
②　免震方向は，橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とする。

③　各下部構造に作用する上部構造の慣性力の分担は，死荷重反力比相当とする。

④　支持方式はすべての下部構造で免震支承による弾性固定とする。

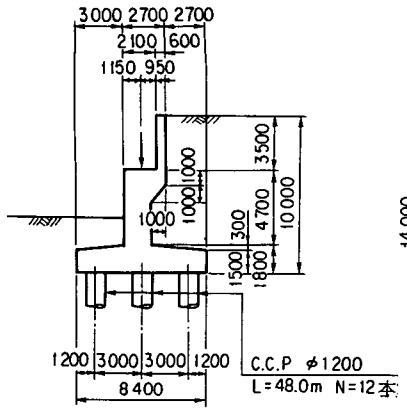


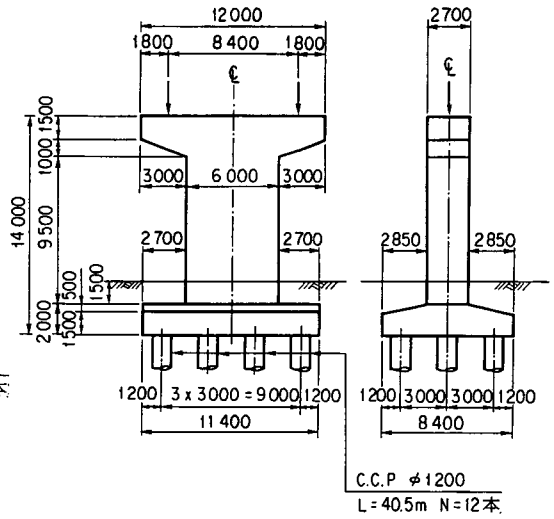
(a)　側面図

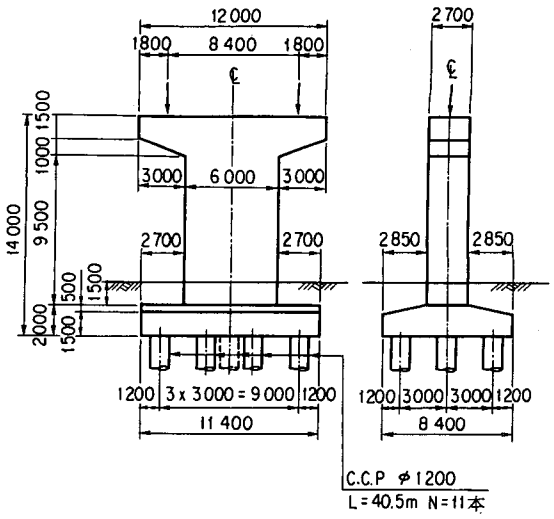


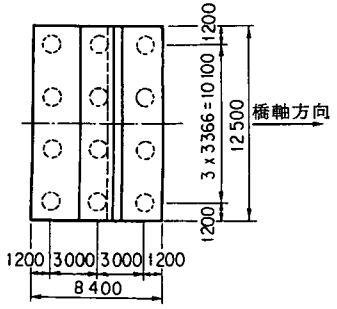
(b)　主桁断面図

図－設2.1　構造一般図

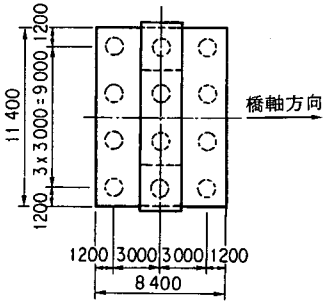




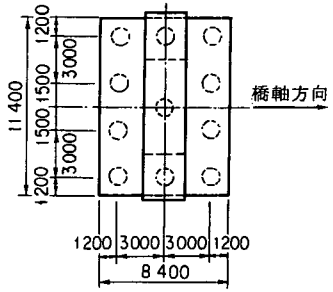




(a) A1，A2橋台



(b) P1，P4橋脚



(b) P2，P3橋脚

図－設2.2 下部構造寸法図

2. 2　設計条件

2. 2. 1　一般条件

① 等　　級 …… 1等橋（TL－20，TT－43）
② 道 路 規 格 …… 第1種第2級
③ 上部構造形式 …… 鋼5径間連続箱桁橋
④ 下部構造形式 …… 張出し式橋脚（矩形断面）
⑤ 基礎構造形式 …… 場所打ちコンクリート杭（φ1200）
⑥ 免 震 支 承 …… 鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）
⑦ 有 効 幅 員 …… 11.0m
⑧ 支 間 割 …… 5@65.0m＝325.0m

2. 2. 2　荷重条件

(1) 荷重および支承反力

上部構造の荷重強度を表－設2. 1に，支承反力を表－設2. 2に示す。

表－設2. 1　荷重強度

鋼　　重	3.85tf/m
橋面工（遮音壁3m含む）	4.03 〃
床版・ハンチ	8.59 〃
合　　計	16.47tf/m

表－設2. 2　支承の鉛直反力（tf）

	死荷重反力	活荷重反力	合　計
A1，A2橋台	212	106	318
P1，P4橋脚	608	228	836
P2，P3橋脚	519	218	737

(2) 地震の影響

設計水平震度の算定条件は次のとおりとする。

・地域別補正係数 …… A地域（c_z＝1.0）
・地盤別補正係数 …… Ⅲ　種（c_G＝1.2）
・重要度別補正係数 …… 1　級（c_I＝1.0）

(3) 温度変化の影響

・不静定力算出の場合 …… ±30℃
・伸縮量算定の場合 …… －10℃～＋40℃

2.2.3 使用材料

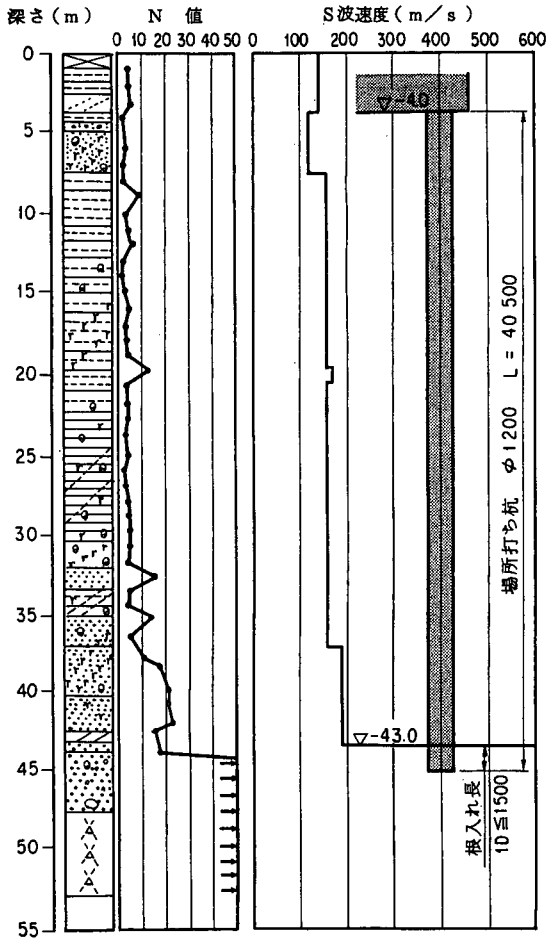
主桁と下部構造の材料および特性値を表－設2.3に示す。

表－設2.3 使用材料

コンクリート	床　　版	設計基準強度 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
	下部構造	ヤング係数　$E=2.5\times10^5\text{kgf/cm}^2$
鋼　　材	主　　桁	ヤング係数　$E=2.1\times10^6\text{kgf/cm}^2$
		線膨張係数　$\alpha=12\times10^{-6}$

2.2.4 地盤および基礎条件

地表面から深さ43mに支持地盤をもつ地盤を設定する。耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤となる。図－設2.3に地盤条件を示す。



地盤種別：Ⅲ種

土質	Vsi (m/s)	γ_t (tf/m²)	Hi (m)	4Hi/Vsi	T_G (s)	$\bar{N}$
As	152.0	1.9	3.8	0.10		6.9
As	129.3	1.9	3.6	0.11		4.2
Ac	187.7	1.4	12.2	0.26		6.6
As	173.2	1.9	0.9	0.02		10.1
Ac	191.7	1.4	11.5	0.24	0.98	7.0
As	161.0	1.9	5.0	0.12		8.2
As	188.2	1.9	6.0	0.13		13.0

図－設2.3 地盤条件

2. 3　橋脚・基礎および免震支承の初期設定

2. 3. 1　橋脚・基礎の初期設定

(1)　設計水平震度の仮定

橋脚および基礎は，震度法レベルの地震力に対して初期設定を行う。設計水平震度 k_h は，固有周期別補正係数 c_T =1.25と仮定すると，通常の橋の場合には下式で算定される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.2 = 0.30 \qquad (設2.1)$$

一方，免震橋の場合には，橋の減衰定数 $h \geqq 0.10$ の場合，免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数 c_E =0.90となり，設計震度が1割低減される。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.9 \cdot 0.2 = 0.27 \qquad (設2.2)$$

(2)　橋脚断面の設定

(1)で仮定した水平震度（k_h =0.27)によって算定した橋脚柱下端の断面力に対して，鉄筋量を定めた。表－設2. 4に示すように地震時保有水平耐力を満足することも予め確認した。

表－設2. 4　橋脚の初期設定結果

		単位	橋軸			直角		備考
			$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	
橋脚柱下端断面力	モーメント M	tf・m	1,820	4,777	4,777	4,687	4,687	
	鉛直力 N	tf	646	1,695	1,695	1,695	1,695	
	水平力 H	tf	177	465	465	458	458	
断面寸法		m	12.5×1.7	6.0×2.7	6.0×2.7	2.7×6.0	2.7×6.0	
鉄筋配置			D29 @125 2段	D32 @150 2段	D32 @150 2段	D22 @150 1段	D22 @150 1段	
応力度	コンクリート σ_c	kgf/cm²	81	83	83	67	67	σ_{ca}= 120
	鉄筋 σ_s	kgf/cm²	2,800	2,107	2,107	1,986	1,986	σ_{sa}=3,000
保有水平耐力	照査水平力 P	tf	420	653	653	510	510	
	地震時保有水平耐力 P_a	tf	853	678	678	992	992	
	判定		O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	

(3)　橋脚剛性の算定

各橋脚の断面定数を表－設2. 5に示す。なお，初期設定の段階では次節で示すように，免震装置の等価剛性は橋脚剛性に比べて十分小さいので，橋脚の弾性時剛性（全断面有効の剛性）を用いても免震支承の特性値へ与える影響は小さい。このため，ここでは，降伏時剛性ではなく全断面有効の剛性を用いる。

表－設2. 5　下部構造の断面定数

断面定数	単位	橋台壁	橋脚柱
断面積	m^2	21.250	16.200
断面2次モーメント（橋軸方向）	m^4	5.118	9.842
断面2次モーメント（直角方向）	m^4	276.693	48.600
ねじり断面2次モーメント	m^4	18.716	28.222

(4) 基礎の設定

(1)で仮定した設計水平震度により算定されたフーチング下面の作用力に対し，前節で示した地盤および基礎杭の設計条件を満足するように，フーチングの大きさおよび基礎杭の配置を決めた。フーチング下面の作用力と基礎の設計結果を表－設2. 6に示す。

また，固有周期算定時の基礎のバネ定数を表－設2. 7に示す。

表－設2. 6　基礎の初期設定結果

		単　位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	備　考
フーチング下面の断面力	モーメント　M	tf・m	2,098	5,713	5,713	
	鉛直力　N	tf	2,159	2,473	2,308	
	水平力　H	tf	1,009	577	577	
フーチング平面寸法		m	8.4×12.4	8.4×12.0	8.4×12.0	橋軸×直角
杭本数		本	12	12	11	
杭軸力	押込み力　P_{max}	tf	346	427	439	＜　490tf
	引抜き力　P_{min}	tf	－　4	－　14	－　19	＞－310tf
杭頭変位	δ	cm	1.2	0.7	0.8	＜　1.5

表－設2. 7　橋脚基礎地盤のバネ定数

	A_1 ・ A_2 橋台	P_1 ・ P_4 橋脚	P_2 ・ P_3 橋脚
水平バネ(tf/m)	256,300	256,300	235,000
鉛直バネ(tf/m)	750,800	750,800	688,300
橋軸直角軸回りの回転（tf・m)	6,209,000	6,209,000	6,066,900
橋軸回りの回転バネ（tf・m)	12,341,300	10,150,800	9,727,200
連成バネ(tf)	469,500	469,500	430,300

(5) 下部構造の剛性

初期設定に用いる免震橋のモデルでは，橋脚剛性を表す水平バネK_Pと，基礎の並進バネ定数K_{FU}，および基礎の回転バネ$K_{F\theta}$による水平バネを剛性したものを用いる。それぞれのバネは，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編3. 3. 2固有周期の算定方法の(1)の解説を参考にして，表－設2. 8に示すように算定した。

なお，橋脚の断面定数は表－設2. 5の値を，基礎のバネ定数は表－設2. 7を用いている。

表－設2. 8で求めた下部構造の直列剛性K_Tを用いて固有周期T_oを算定すると式（設2. 3)のとおりとなる。この値を用いて免震支承の初期設定を行った。

$$T_o = 2.01 \times \sqrt{(\Sigma W_u / \Sigma K_T)} = 2.01 \times \sqrt{(5352/67200)} = 0.57\text{秒} \qquad (設2.3)$$

表－設2. 8　下部構造の剛性

			単　位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3
支持する上部構造重量 W_U			tf	428	1,124	1,124
橋脚の高さ h_P			m	4.7	12.0	12.0
基礎への上部構造慣性力の作用高さ h_O			m	6.5	14.0	14.0
橋脚の剛性 $K_P = 3 \cdot EI / h_P^3$			tf/m	369,716	42,717	42,717
基礎の剛性	作用力	水平力 $H_O = W_U$	tf	428	1,124	1,124
		モーメント $M_O = H_O \cdot h_O$	tf・m	2,782	15,736	15,736
	変位	水平変位 δ_O $(\times 10^{-3})$	m	2.891	10.480	10.470
		回転角 θ_O $(\times 10^{-3})$	rad	9.130	3.327	3.287
	並進バネ定数	$K_{FU} = H_O / \delta_O$	tf/m	148,000	107,000	103,000
	回転バネ定数	$K_{F\theta} = M_O / \theta_O$	tf・m	305,000	4,730,000	4,668,000
	（水平バネ換算値）	$K_{F\theta} / h_O^2$	tf/m	7,220	24,130	23,820
下部構造の直列剛性 K_T			tf/m	6,800	13,500	13,300

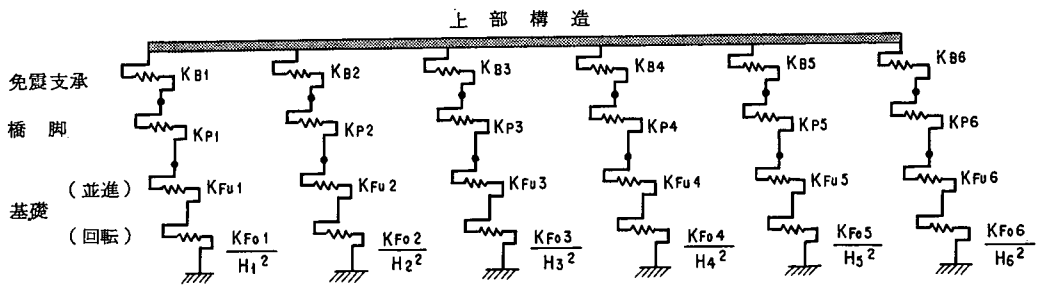
2. 3. 2　免震支承の初期設定

(1)　免震支承の設計条件

免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いる。免震橋の固有周期を地震時保有水平耐力法レベルで1.4秒程度にすることとした。また，このときの支承変位は50cm程度を目標とした。

免震支承の初期設定においては，免震橋を図－設2. 4に示すようにモデル化する。ここで，下部構造のバネと免震支承のバネは先に算定した通りである。

免震支承の設計条件を表－設2. 9に示す。温度変化時の変位量としては，道路橋伸縮装置便覧によって算定した桁の伸縮量を用いた。



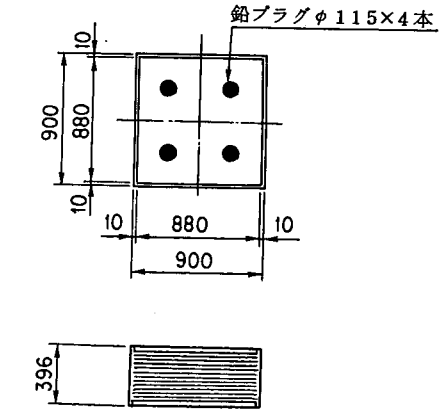
図－設2. 4　初期設定に用いる免震橋のモデル化

(2) 免震支承の形状寸法および静的特性値

表－設2. 9の条件から設計した免震支承の形状寸法を図－設2. 5に示す。免震支承の設計の詳細は(3)および(4)で示す。

表－設2. 9　免震支承の設計条件

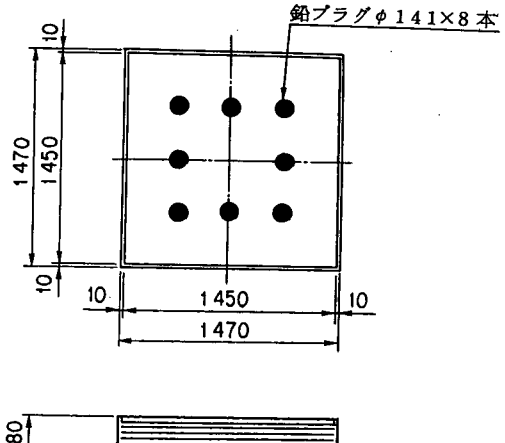
		単　位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	備　考
上部構造重量 W_T		tf	5, 353			
橋脚剛性 K_P		tf/m	369, 716	42, 717	42, 717	$h_P=0.05$
基礎並進バネ定数 K_{FU}		tf/m	148, 000	107, 000	103, 000	$h_F=0.2$
基礎回転バネ定数 K_{FR}	橋軸方向	tf・m	305, 000	4, 730, 000	4, 668, 000	$h_F=0.2$
	直角方向		61, 415, 000	8, 217, 000	7, 904, 000	
基礎への慣性力作用高さ H		m	6.5	14.0	14.0	
1橋脚当たり支承個数		個	2	2	2	
1支承当たりの鉛直荷重	最大荷重 W_{max}	tf	318	836	737	
	死荷重 W_d		212	608	519	
橋軸方向温度変位 δ_t		cm	5.85	3.51	1.17	



支承高さ　ゴム層　21㎜×14層＝294
補強鋼板 3.2㎜×13枚＝41.6
連結鋼板 30㎜×2枚＝60
396㎜

ゴムせん断弾性係数 G＝10kgf/㎠（NR）

(a)　A1，A2橋台



支承高さ　ゴム層　34㎜×6層＝204
補強鋼板 3.2㎜×5枚＝16
連結鋼板 30㎜×2枚＝60
280㎜

ゴムせん断弾性係数 G＝10kgf／㎠　（NR）

(b)　P1～P4橋脚

図－設2. 5　免震支承の形状寸法

鉛プラグ入り積層ゴム支承１個当りの静的特性値は次のように算出される。

① 鉛プラグの断面積　$A_P = \pi / 4 \times D_P^2 \times n_P$

② 積層ゴムの支圧面積　$A_R = a \times b - A_P$

③ 形状係数　$S = A_R / (2 \times (a + b) \times t_e)$

④ ゴムの見かけの弾性定数　$E_e = (3 + 6.58 \times S^2) \times G$

⑤ 免震支承の降伏荷重　$Q_d = A_P + q_o$

ここに，q_o ：降伏荷重時の鉛のせん断応力度＝85kg／cm²

⑥ 積層支承の水平剛性　$K_H = A_R \times G / \Sigma t_e$

⑦ 積層支承の鉛直剛性　$K_U = A_R \times E_e / \Sigma t_e$

（設2. 4）

静的特性値の算出結果を表－設2. 10に示す。

表－設2. 10　免震支承１個当りの静的特性値

	単　位	A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	備　考
鉛プラグの断面積　A_P	cm²	415.5	1,256.6	
積層ゴムの支圧面積　A_R	cm²	7,329	19,768	
形状係数　S	cm	9.9	10.0	10程度の値が望ましい
みかけの弾性定数　E_e	kgf/cm²	6,479	6,610	
鉛プラグの形状比　H/D_P		3.44	1.99	$1.25 < H/D_P < 5.0$
鉛プラグの面積比　A_P/A_R		0.057	0.064	0.07程度以下
免震装置の降伏荷重　Q_d	tf	35.3	106.8	
積層ゴム支承の水平剛性　K_H	tf/m	2,473	9,690	
積層ゴム支承の鉛直剛性　K_V	tf/m	161,500	640,500	

(3)　常時荷重に対する設計

常時荷重に対する免震支承の設計は以下の各項目について行う。設計結果は表－設2. 11に示すとおりである。

①　支圧応力度の照査

免震支承の支圧応力度は，式（設2. 4）の条件を満足しなければならない。

・最大支圧応力度　$\sigma_{max} = R_{max} / A_{Re} \leqq \sigma_{max.a}$　（＝80kg／cm²）

・最小支圧応力度　$\sigma_{min} = R_{min} / A_R \geqq \sigma_{min.a}$　（＝15kg／cm²）

・圧縮応力振幅　$\sigma_{max} = \sigma_{min} \leqq \Delta\sigma_a$　（＝50kg／cm²）

（設2. 5）

ここに，

R_{max} ：最大支承反力

R_{min} ：最小支承反力

A_{Re} ：支圧面積から設計変位 u_B 分の面積を控除した積層ゴムの地震時の有効支圧面積

$= (a - u_o) \times b - A_P$　（設2. 6）

②　水平変位の照査

クリープ・乾燥収縮・温度変化等，常時の荷重による水平変位 u_o に対し，次の条件を満足させなければならない。

$u_o \leqq 0.7 \times \Sigma t_e$　（設2. 7）

③　座屈照査

積層ゴム支承の座屈照査は式（設2. 8）によって行う。

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{cRa} \qquad \text{（設2. 8）}$$
$$\sigma_{cRa} = G \times S \times \alpha / f_s$$

ここに，

σ_{cRa} ：座屈から決まる許容支圧応力度

α ：内部補強鋼板の短辺長ａあるいはｂとゴム総厚Σt_eとの比

f_s ：安全率＝2.5

④ 局部せん断ひずみの照査

積層ゴム支承の局部せん断ひずみの照査は式（設2. 9）によって行う。

$$(\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s) \leq \gamma_u / f_s \qquad \text{（設2. 9）}$$

ここに，

γ_c ：鉛直荷重による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_c = 8.5 \times S \times (R_{max} / K_v) \times (A_R / A_{Re}) / \Sigma t_e$$

γ_R ：回転角による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_R = 2 \times (1+\beta)^2 / \beta^2 \times S^2 \times \theta / n$$

γ_s ：水平変位による局部せん断ひずみで下式により算定する。

$$\gamma_s = u_o / \Sigma t_e$$

γ_u ：ゴムの破断ひずみ＝5.0

f_s ：安全率＝2.5 （常時）

β ：内部補強鋼板の（橋軸直角方向幅 b）／（橋軸方向幅 a）

θ ：支承の回転角

n ：ゴム層数

u_o ：常時の荷重の影響による水平変位

⑤ 補強鋼板の応力度

内部補強鋼板の引張り応力度σ_sは式（設2.10）を満足しなければならない。

$$\sigma_s = \sigma_{max} \times t_e / t_s \times s / (s - D_F) \leq \sigma_{sa} \qquad \text{（設2.10）}$$

ここに，

σ_{max} ：最大支圧応力度

t_s ：内部補強鋼板の厚さ

s ：内部補強鋼板の短辺長，aまたはb

σ_{sa} ：内部補強鋼板の常時の許容引張り応力度（＝1400kg／cm²）

⑥ 水平力

クリープ，乾燥収縮および温度変化等の緩速変形によって鉛プラグ入りゴム支承に生じるせん断力は式（設2.11）によって算定する。

$$F_o = 0.2 \times Q_d + K_H \times u_o \qquad \text{（設2.11）}$$

ここに，

Q_d ：降伏荷重

K_H ：ゴムの水平剛性

u_o ：常時の荷重の影響による水平変位

(4) 免震支承の動的特性値の算定手順

地震時における免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の動的特性値（免震装置の等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_B）は，図－設2. 4に示したモデルにおいて，以下に示す①～⑨の繰返しを行うことによって算定する。なお，支承の特性値とは１橋脚当りの値である。

① 上部構造の変位u_Tを仮定する。u_Tは各橋脚で同一である。

② ｉ番めの橋脚において，免震支承の設計変位u_{Bi}を仮定する。

表－設2.11　常時荷重に対する免震支承（鉛プラグ入りゴム支承）の設計

免震支承の特性値		A_1 ・ A_2	P_1 ・ P_4	P_2 ・ P_3	備　考
水位変位	u_o（cm）	5.85	3.51	1.17	
支圧応力度の照査（kgf/cm²）	最大値　σ_{max}	46.5	43.3	42.6	＜80
	最小値　σ	31.0	31.5	31.0	＞15
	応力振幅　$\Delta\sigma$	15.5	11.8	11.6	＜50
水平変位の照査	$u/\Sigma t_e$	0.20	0.17	0.06	＞0.7
座屈照査	σ_{cRe}(kgf/cm²)	118	284	230	＞σ_{max}
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重　γ_c	0.60	0.55	0.48	
	回転角　γ_R	0.37	0.44	0.43	
	水平変位　γ_s	0.20	0.17	0.06	
	合　計　γ_T	1.17	1.16	0.98	＜2.00
補強鋼板の応力度	(kgf/cm²)	288	449	396	＜1,400
水平力	F(tf)	45.5	110.7	65.4	1下部構造当り

③　i番めの免震支承（i番めの橋脚上の免震支承）の有効設計変位 u_{Bei}，免震支承の等価剛性 K_{Bi} および等価減衰定数 h_{Bi} を式（設2.12）により算定する。

$$
\left.
\begin{aligned}
u_{Bei} &= c_B \times u_{Bi} \\
K_{Bi} &= \frac{F(u_{Bei})}{u_{Bi}} \\
h_{Bi} &= \frac{2 \cdot Q_d \{u_{Bei} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Bei} \cdot (Q_d + u_{Bei} \cdot K_2)} \\
\gamma &= u_{Bei} / \Sigma t_{ei} \\
F(u_{Bei}) &= A_R \cdot G \cdot \gamma + A_p \cdot q \\
K_1 &= 6.5 \cdot K_2 \\
K_2 &= \frac{F(u_{Bei}) - Q_d}{u_{Bei}}
\end{aligned}
\right\}
\qquad (設2.12)
$$

ここに，

u_{Bei}　：i番めの免震支承の有効設計変位

c_B　：慣性力の非定常性を表す補正係数（0.7とする）

F　：免震支承の最大せん断力

q　：鉛のせん断応力度で，下式による。

$0 \leqq \gamma \leqq 0.5$ のとき，$q = -283.6 \cdot \gamma^2 + 183.8 \cdot \gamma + 85.0$　(kgf/cm²)

$0.5 \leqq \gamma \leqq 2.0$ のとき，$q = 28.3 \cdot \gamma^2 - 128.1 \cdot \gamma + 163.0$　(kgf/cm²)

K_1，K_2　：免震支承の一次剛性および二次剛性

Q_d　：免震支承の降伏荷重

④　橋脚iに作用する水平力 F_{si} は免震装置に作用する水平力 F_{Bi} に等しいことから，下部構造の変位 u_{si} は式（設2.13）により算出される。

$$\left.\begin{aligned} F_{Si} &= F_{Bi} = u_{Bi} \times K_{Bi} \\ u_{Si} &= F_{Pi} / K_{Si} \end{aligned}\right\} \qquad (設2.13)$$

ここに，

K_{Si}：橋脚の剛性と基礎の並進および回転バネを直列結合した下部構造全体の剛性

したがって，

$$u_{Bi}' = u_T - u_{Si}$$

⑤ ②で仮定した免震支承の設計変位 u_{Bi} と④で算定した免震支承の変位 u_{Bi}' が一致するまで，免震支承の設計変位 u_{Bi} を変化させて，③と④の計算を繰り返す。

⑥ 全ての橋脚について②～⑤の計算を行う。

⑦ 橋の固有周期 T および橋の減衰定数 h を式（設2.14）と式（設2.15）により算定する。

$$T = 2\pi \times \sqrt{W_u / (g \times \Sigma K_{Si})} \qquad (設2.14)$$

$$h = \frac{\Sigma K_{Bi} \times u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + h_{Pi} \cdot \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + h_{Fui} \cdot \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + h_{F\theta i} \cdot \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}} \right)}{\Sigma K_{Bi} \times u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}} \right)} \qquad (設2.15)$$

ここに，

g ：重力加速度

K_{Pi}，K_{Fui}，$K_{F\theta i}$ ：i番めの橋脚，基礎の並進，基礎の回転に対するバネ定数

h_{Pi}，h_{Fui}，$h_{F\theta i}$ ：i番めの橋脚，基礎の並進，基礎の回転に対する減衰定数

⑧ 設計水平震度を求める。設計水平震度は式（設2.16）および式（設2.17）で算定される。

・震度法

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{ho} \qquad (設2.16)$$

・地震時保有水平耐力法

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{hco} \qquad (設2.17)$$

⑨ ⑧で算定した設計水平震度より上部構造から免震支承を通して下部構造に伝えられる全水平力 F は式（設2.18）で算定される。

$$F = k_h \text{（または } k_{ho}\text{）} \times W_u \qquad (設2.18)$$

したがって，上部構造の変位 u_T' は式（設2.19）で算定される。

$$\left.\begin{aligned} u_T' &= F / \Sigma K_{Ti} \\ K_{Ti} &= \frac{1}{1/K_{Bi} + 1/K_{Si}} \end{aligned}\right\} \qquad (設2.19)$$

ここに，

K_{Ti}：免震支承と下部構造を直列合成した剛性

①で仮定した上部構造の変位 u_T と式（設2.19）で算定される上部構造の変位 u_T' が一致するまで，上部構造の変位 u_T を変化させて，①～⑨の計算を繰り返す。

(5) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

(4)に示した手順によって求められた地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の動的特性値を表－設2.12に示す。

一般に，免震支承のサイズは，地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の耐力，特に，水平変位の照査および局部せん断ひずみの照査によって決定される。

1) 水平変位の照査

地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の変位 u_B は式（設2.20）を満足しなければならない。

表－設2.12　地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対する免震支承の設計

免震支承の特性値		橋軸方向			直角方向			備考
		A_1. A_2	R_1. R_4	R_2. R_3	A_1. A_2	R_1. R_4	R_2. R_3	
上部構造変位	u_T（cm）	48.1			50.0	45.5	42.6	
橋の固有周期	T（sec）	1.41			1.39			
橋の減衰定数	h	0.11			0.11			
設計水平震度	k_h	0.90			0.90			
免震支承の設計変位	u_B（cm）	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
免震支承の等価剛性	K_B（tf/m）	750	2,910	2,910	750	2,900	2,910	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.12	0.13	0.13	0.12	0.13	0.13	
地震時水平力	F（tf）	345	1,019	1,015	370	1,039	1,031	
地震時水平力の分担率	（%）	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	<2.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	1.57	0.61	0.52	1.74	0.60	0.52	
	水平変位 γ_s	2.28	2.48	2.48	2.35	2.45	2.48	
	合　計 γ_T	3.85	3.09	3.00	4.09	3.05	3.00	<4.16

$$u_B \leqq 2.5 \times \Sigma t_e \qquad \text{(設2.20)}$$

2)　局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に式（設2.21）によって行う。ただし，水平変位として免震支承の設計変位 u_B を用いるが，活荷重に伴う回転角による局部せん断ひずみは考慮しなくてもよい。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad \text{(設2.21)}$$

ここに，

f_s ：安全率（＝1.2，地震時保有水平耐力法レベル）

3)　補強鋼板の応力度

補強鋼板の引張り応力度 σ_s の照査も常時と同様に式（設2.22）による。

$$\sigma_s \leqq \sigma_{sa} \qquad \text{(設2.22)}$$

ただし，

σ_{sa}：補強鋼板の地震時許容引張応力度（＝2100kg／cm²）

(6)　震度法レベルでの設計

(4)に示した手順によって求めた震度法レベルの免震支承の動的特性を表－設2.13に示す。また，震度法レベルの地震力に対しては，以下の照査を行う。

1)　局部せん断ひずみの照査

局部せん断ひずみの照査は常時と同様に式（設2.23）によって行う。ただし，水平変位として免震装置の設計変位 u_B を用いるが，活荷重による回転角による局部せん断ひずみは考慮しなくてよい。

$$(\gamma_c + \gamma_s) \leqq \gamma_u / f_s \qquad \text{(設2.23)}$$

ここに，

f_s ：安全率（＝1.8，震度法レベル）

表－設2.13　震度法レベルの地震力に対する免震支承の設計

免震支承の特性値		橋軸方向			直角方向			備考
		A_1．A_2	P_1．P_4	P_2．P_3	A_1．A_2	P_1．P_4	P_2．P_3	
上部構造変位	u_T（cm）	4.2			4.4	3.8	3.2	
橋の固有周期	T（sec）	0.75			0.72			
橋の減衰定数	h	0.17			0.17			
設計水平震度	k_h	0.27			0.27			
免震支承の設計変位	u_B（cm）	5.6	2.6	2.6	5.9	2.9	2.3	
免震支承の等価剛性	K_B（tf/m）	2,990	17,090	17,090	2,990	17,090	17,090	
免震支承の等価減衰定数	h_B	0.18	0.25	0.25	0.18	0.25	0.25	
地震時水平力	F（tf）	116	304	304	116	304	304	
地震時水平力の分担率	（%）	8	21	21	8	22	20	
水平変位の照査	$u_B / \Sigma t_e$	0.19	0.13	0.13	0.20	0.15	0.11	<1.5
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.40	0.40	0.35	0.40	0.40	0.34	
	水平変位 γ_s	0.19	0.13	0.13	0.20	0.15	0.11	
	合　計 γ_T	0.59	0.53	0.48	0.60	0.55	0.45	<2.77

2. 4　震度法による設計

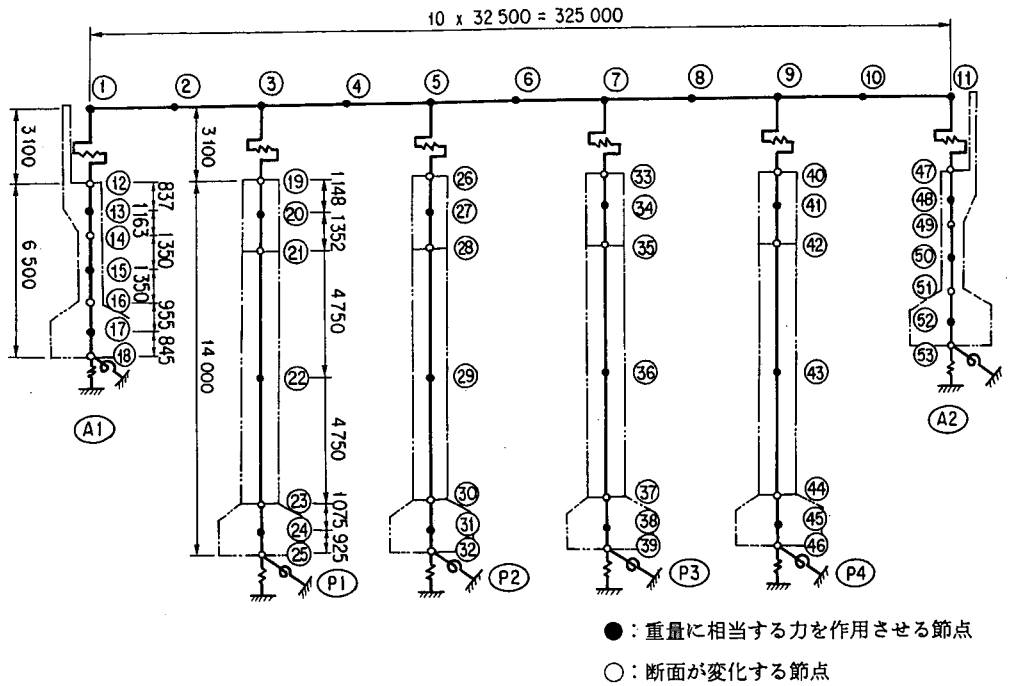
2. 4 1　断面力と変位の算定

(1)　固有周期の算定

1)　固有周期の算定モデル

対象橋を離散型の骨組構造にモデル化する。上部構造は梁要素とし，断面積，断面２次モーメントには主桁とともに床版を考慮する。下部構造の節点は，張出し部，脚部，フーチングの重心およびそれらの結合部に設け，脚部は梁要素で，張出し部とフーチングは剛体要素でモデル化する。基礎の影響はバネとしてモデル化する。また，免震装置は等価剛性K_Bを有する水平バネとしてモデル化し，上部構造と橋脚または橋台の天端とを連結する。

固有周期の算定モデルを図－設2. 6に示す。ここで，橋軸方向および橋軸直角方向の節点重量と部材剛性はそれぞれ表－設2. 14および表－設2. 15に示すとおりである。また，非免震と仮定した場合の固有周期も算出するが，このためには図－設2. 6において免震装置部分の剛性を十分に大きくとればよい。



図－設2. 6　固有周期の算定モデル

表－設2.14　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸方向）

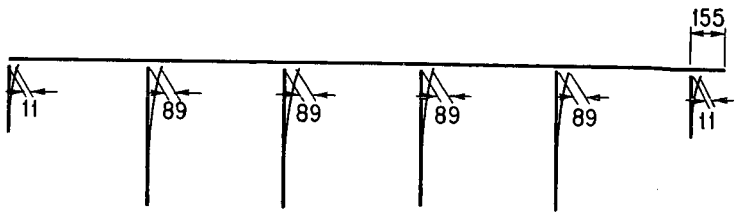
節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量w（tf）
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0
13	0.000	- 0.837	218.8
14	0.000	- 2.000	0
15	0.000	- 3.350	143.4
16	0.000	- 4.700	0
17	0.000	- 5.655	442
18	0.000	- 6.500	0
19	65.000	0.000	0
20	65.000	- 1.148	182.3
21	65.000	- 2.500	0
22	65.000	- 7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0
26	130.000	0.000	0
27	130.000	- 1.148	182.3
28	130.000	- 2.500	0
29	130.000	- 7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0
33	195.000	0.000	0
34	195.000	- 1.148	182.3
35	195.000	- 2.500	0
36	195.000	- 7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0
38	195.000	-13.075	439.6
39	195.000	-14.000	0
40	260.000	0.000	0
41	260.000	- 1.148	182.3
42	260.000	- 2.500	0
43	260.000	- 7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0
47	325.000	0.000	0
48	325.000	- 0.837	218.8
49	325.000	- 2.000	0
50	325.000	- 3.350	143.4
51	325.000	- 4.700	0
52	325.000	- 5.655	442
53	325.000	- 6.500	0

部　材	断面２次ﾓｰﾒﾝﾄI(m⁴)	弾性係数E(tf/m²)
1-2	0.830	21000000
2-3	0.830	21000000
3-4	0.830	21000000
4-5	0.830	21000000
5-6	0.830	21000000
6-7	0.830	21000000
7-8	0.830	21000000
8-9	0.830	21000000
9-10	0.830	21000000
10-11	0.830	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	15.319	2500000
13-14	15.319	2500000
14-15	5.118	2500000
15-16	5.118	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	9.842	2500000
22-23	9.842	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	9.842	2500000
29-30	9.842	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	9.842	2500000
36-37	9.842	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	9.842	2500000
43-44	9.842	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	15.319	2500000
48-49	15.319	2500000
49-50	5.118	2500000
50-51	5.118	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000

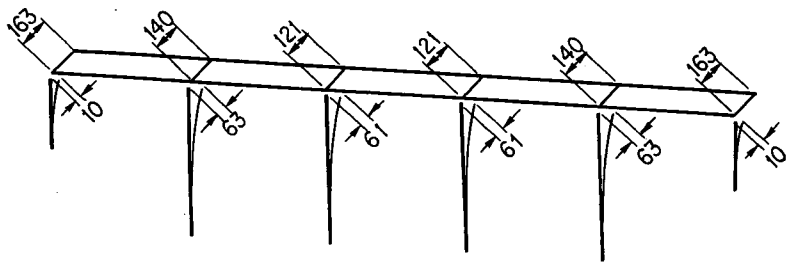
表一設2.15　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸直角方向）

節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量w（tf）
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0
13	0.000	-0.837	218.8
14	0.000	-2.000	0
15	0.000	-3.350	143.4
16	0.000	-4.700	0
17	0.000	-5.655	442
18	0.000	-6.500	0
19	65.000	0.000	0
20	65.000	-1.148	182.3
21	65.000	-2.500	0
22	65.000	-7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0
26	130.000	0.000	0
27	130.000	-1.148	182.3
28	130.000	-2.500	0
29	130.000	-7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0
33	195.000	0.000	0
34	195.000	-1.148	182.3
35	195.000	-2.500	0
36	195.000	-7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0
38	195.000	-13.075	439.6
39	195.000	-14.000	0
40	260.000	0.000	0
41	260.000	-1.148	182.3
42	260.000	-2.500	0
43	260.000	-7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0
47	325.000	0.000	0
48	325.000	-0.837	218.8
49	325.000	-2.000	0
50	325.000	-3.350	143.4
51	325.000	-4.700	0
52	325.000	-5.655	442
53	325.000	-6.500	0

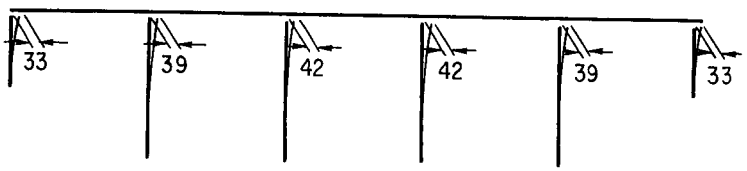
部　材	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄI(m^4)	弾性係数E(tf/m^2)
1-2	10.840	21000000
2-3	10.840	21000000
3-4	10.840	21000000
4-5	10.840	21000000
5-6	10.840	21000000
6-7	10.840	21000000
7-8	10.840	21000000
8-9	10.840	21000000
9-10	10.840	21000000
10-11	10.840	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	398.763	2500000
13-14	398.763	2500000
14-15	276.963	2500000
15-16	287.963	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	48.600	2500000
22-23	48.600	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	48.600	2500000
29-30	48.600	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	48.600	2500000
36-37	48.600	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	48.600	2500000
43-44	48.600	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	398.763	2500000
48-49	398.763	2500000
49-50	276.963	2500000
50-51	276.963	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000



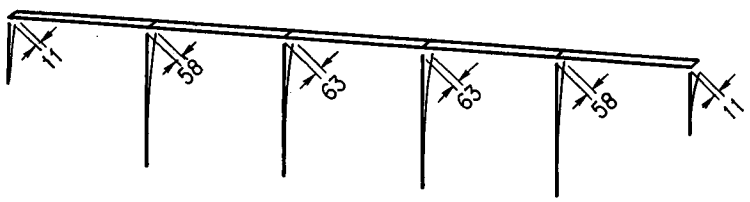
(a) 免震橋梁：橋軸方向



(b) 免震橋梁：橋軸直角方向



(c) 非免震橋梁：橋軸方向



(d) 非免震橋梁：橋軸直角方向

図－設2. 7　自重に相当する水平力を作用させた場合の変位分布（単位：㎜）

2)　固有周期の算定

図－設2. 6 のモデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位を図－設2. 7 に示す。式（設2. 24）により算出される固有周期を表－設2. 16に示す。

$$\left.\begin{aligned} T &= 2.01\sqrt{\delta} \\ \delta &= \Sigma\left(W_i \cdot u_i^{\,2}\right) / \Sigma\left(W_i \cdot u_i\right) \end{aligned}\right\} \qquad \text{(設2. 24)}$$

ここに，

T　：固有周期（sec）

W_i ：節点ｉの重量（tf）

u_i ：節点ｉの水平変位（m）

表－設2.16　固有周期

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	免　震	非免震	免　震	非免震
$\Sigma\ (W_i \cdot u_i^2)$	136.62	10.73	107.03	20.23
$\Sigma\ (W_i \cdot u_i)$	983.85	310.58	844.57	396.23
δ　（m）	0.139	0.035	0.127	0.051
T　（sec）	0.75	0.38	0.72	0.45

(2)　設計水平震度

橋の減衰定数は表－設2.17のように算出される。したがって，免震設計における震度法に用いる設計水平震度は式（設2.25）で与えられる。

$$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{ho} \qquad (設2.25)$$

$$=1.0\times1.2\times1.0\times1.25\times0.9\times0.2$$

$$=0.27$$

ここに，

k_{ho}：標準設計震度　（＝0.2）

c_z ：地域別補正係数　（＝1.0，Ａ地域）

c_G ：地盤別補正係数　（＝1.2，Ⅲ種地盤）

c_I ：重要度別補正係数　（＝1.0，１級）

c_T ：固有周期別補正係数　（＝1.25，T＝0.75秒（橋軸方向），T＝0.72秒（橋軸直角方向））

c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数　（＝0.9，（$h \geqq 0.1$））

表－設2.17　橋の減衰定数

方向	橋脚番号	免震支承			橋脚		基礎		橋の減衰定数h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{Pi}	K_{Pi} (tf/m)	h_{FUi} ($h_{F\theta i}$)	K_{FUi} ($K_{F\theta i}$) tf/m (tf・m)	
橋軸	A_1 ・ A_2	0.039	0.18	2990	0.05	369716	0.2	148000 (305000)	0.19
	P_1 ・ P_4	0.018	0.25	17090		42717		107000 (4730000)	
	P_2 ・ P_3	0.018	0.25	17090		42717		103000 (4668000)	
直角	A_1 ・ A_2	0.041	0.18	2940	0.05	2×10^7	0.2	191000(61414800)	0.21
	P_1 ・ P_4	0.020	0.25	15440		210938		142000 (8217000)	
	P_2 ・ P_3	0.016	0.25	18710		210938		133000 (7904000)	

(3) 免震支承の変位

図－設2. 6のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果，上下部構造間に生じる相対変位に，(2)で算出した震度法に用いる設計水平震度k_hを乗じることにより，免震支承の設計変位は表－設2. 18のように算出される。

表－設2. 18 免震装置の設計変位（㎜）

	A_1 ・ A_2 橋台	P_1 ・ P_4 橋脚	P_2 ・ P_3 橋脚
橋軸方向	39	18	18
橋軸直角方向	41	21	16

(4) 橋脚天端に作用する水平反力

図－設2. 6のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果，橋脚天端に生ずる水平力（せん断力）に，(2)で算出した震度法に用いる設計水平震度k_hを乗じることにより，上部構造の慣性力によって橋脚天端に作用する水平力は，表－設2. 19のように算出される。

表－設2. 19 橋脚天端に作用する水平反力(tf)

	橋軸		直角
	温度変化	地震	地震
A_1 ・ A_2 橋台	120	116	122
P_1 ・ P_4 橋脚	90	303	313
P_2 ・ P_3 橋脚	60	303	288

2. 4. 2 下部構造の照査

(1) 基礎の安定計算

基礎底面に作用する荷重および計算結果を表－設2. 20に示す。

表－設2.20 安定計算結果

(a) P_1 ・ P_4 橋脚

方向	橋軸方向						直角方向	
荷重	常時		温度変化		地震時		地震時	
浮力	無	有	無	有	無	有	無	有
原点の作用力								
N_o (tf)	2802.14	2610.62	2802.14	2610.62	2473.14	2281.62	2473.14	2281.62
H_o (tf)	0.00	0.00	90.00	90.00	576.79	576.79	591.79	591.79
M_o (tfm)	0.00	0.00	1260.00	1260.00	5713.49	5713.49	5923.49	5923.49
原点変位								
δ_x (cm)	0.00	0.00	0.19	0.19	0.73	0.73	0.90	0.90
δ_y (cm)	0.37	0.35	0.37	0.35	0.33	0.30	0.33	0.30
α (Rad)	0.0000002	0.0000001	0.0001693	0.0001692	0.0007829	0.0007829	0.0014317	0.0014317
許容値 δ_a (cm)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
鉛直反力								
$PN1$ (tf)	233.56	217.59	281.19	265.22	426.61	410.64	474.93	458.97
$PN2$ (tf)	233.53	217.57	249.40	233.44	279.60	263.64	206.10	190.14
$PN3$ (tf)	233.50	217.54	217.62	201.66	132.59	116.63	-62.74	-78.70
$PN4$ (tf)	233.47	217.51	185.84	169.88	-14.42	-30.37		
許容値 R_a (tf)	310.00	310.00	310.00	310.00	490.00	490.00	490.00	490.00
P_a (tf)	-190.00	-190.00	-190.00	-190.00	-310.00	-310.00	-310.00	-310.00
水平反力								
PH (tf)	0.00	0.00	7.50	7.50	48.07	48.07	49.32	49.32
杭作用モーメント								
杭頭 M_T (tfm)	0.01	0.01	-14.11	-14.11	-75.23	-75.23	-44.22	-44.22
地中部 M_m (tfm)	0.01	0.01	13.91	13.91	74.94	74.94	76.89	76.89
杭体応力度								
σ_c (kgf/cm²)	17.7	16.4	28.2	27.0	70.3	70.3	73.9	72.7
σ_s (kgf/cm²)	-0.2	-0.2	-365.8	-365.9	-2083.2	-2230.6	-2576.4	-2725.1
許容値								
σ_{ca} (kgf/cm²)	80.0	80.0	92.0	92.0	120.0	120.0	120.0	120.0
σ_{sa} (kgf/cm²)	1800.0	1800.0	2070.0	2070.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0

杭　種：場所打ち杭
杭　径：ϕ1.200m
杭　長：L＝40.500m
鉄筋量：D29－20本（A_s＝128.48cm²）
@141.4

(b) P_2 ・ P_3 橋脚

方向	橋軸方向						直角方向	
荷重	常時		温度変化		地震時		地震時	
浮力	無	有	無	有	無	有	無	有
原点の作用力								
N_o (tf)	2626.14	2434.62	2626.14	2434.62	2308.14	2116.62	2308.14	2116.62
H_o (tf)	0.00	0.00	60.00	90.00	576.79	576.79	561.79	561.79
M_o (tfm)	0.00	0.00	840.00	840.00	5713.49	5713.49	5503.49	5503.49
原点変位								
δ_x (cm)	0.00	0.00	0.14	0.14	0.79	0.79	0.90	0.90
δ_y (cm)	0.38	0.35	0.38	0.35	0.34	0.31	0.34	0.31
α (Rad)	0.0000000	0.0000000	0.0001171	0.0001171	0.0008132	0.0008132	0.0013504	0.0013504
許容値 δ_a (cm)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
鉛直反力								
$PN1$ (tf)	238.74	221.33	271.71	254.30	438.80	421.39	463.32	445.91
$PN2$ (tf)	238.74	221.33	249.73	232.32	286.15	268.74	209.83	192.42
$PN3$ (tf)	238.74	221.33	238.74	221.33	209.83	192.42	-43.66	-61.07
$PN4$ (tf)	238.74	221.33	227.75	210.34	133.51	116.10		
$PN5$ (tf)	238.74	221.33	205.77	188.36	-19.14	-36.55		
許容値 R_a (tf)	310.00	310.00	310.00	310.00	490.00	490.00	490.00	490.00
P_a (tf)	-190.00	-190.00	-190.00	-190.00	-310.00	-310.00	-310.00	-310.00
水平反力								
PH (tf)	0.00	0.00	5.46	5.46	52.44	52.44	51.07	51.07
杭作用モーメント								
杭頭 M_T (tfm)	0.00	0.00	-10.55	-10.55	-84.23	-84.23	-52.75	-52.75
地中部 M_m (tfm)	0.00	0.00	10.14	10.14	81.76	81.76	79.63	79.63
杭体応力度								
σ_c (kgf/cm²)	18.0	16.7	25.8	24.4	78.7	78.7	74.4	74.3
σ_s (kgf/cm²)	270.5	250.8	-273.7	-273.7	-2359.9	-2521.0	-2468.3	-2631.6
許容値								
σ_{ca} (kgf/cm²)	80.0	80.0	92.0	92.0	120.0	120.0	120.0	120.0
σ_{sa} (kgf/cm²)	1800.0	1800.0	2070.0	2070.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0

杭　種：場所打ち杭
杭　径：ϕ1.200m
杭　長：L＝40.500m
鉄筋量：D29－20本（A_s＝128.48cm²）
@141.4

(2) 部材計算

各部材の応力計算結果を表－設2.21に示す。

表－設2.21 柱部の応力計算

検討断面			P_1・P_4 橋脚			P_2・P_3 橋脚		
			橋軸方向（温度変化）	橋軸方向（地震時）	直角方向（地震時）	橋軸方向（温度変化）	橋軸方向（地震時）	直角方向（地震時）
断面力	曲げモーメント M	tf・m	1080.0	4687.4	4867.4	720.0	4687.4	4867.4
	軸力 N	tf	2106.0	1777.0	1777.0	1930.0	1612.0	1612.0
	せん断力 S	tf	90.0	458.1	473.1	60.0	458.1	443.1
部材幅 B		cm	600	同左	270	600	同左	270
部材高 H		cm	270	同左	600	270	同左	600
有効高 d		cm	255	同左	585	255	同左	585
かぶり d_s		cm	15	同左	15	15	同左	15
鉄筋	引張側 A_s	cm²	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)
	圧縮側 A_s'	cm²	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)	619.48 (78－D32)	同左	65.81 (17－D22)
応力度	σ_c	kgf/cm²	23.3	81.6	68.7	18.5	81.2	64.7
	σ_s	kgf/cm²	20	1995	2000	57	2100	1978
	τ	kgf/cm²	0.6	2.8	2.9	0.6	2.8	2.9
許容応力	σ_{ca}	kgf/cm²	92	120	120	92	120	120
	σ_{sa}	kgf/cm²	2070	3000	3000	2070	3000	3000
	τ_a	kgf/cm²	6.5	6.3	6.9	6.5	6.3	6.9

注） 許容せん断応力度は照査断面に対する割増しを考慮した値

2.4.3 免震装置の照査

2.4.1で算出した免震装置に生じる変位 u_D は，免震装置の設計変位 u_B に対して，式（設2.26）を満足しなければならない。

$$|(u_D - u_B)| / u_B \leqq \pm 0.10 \qquad \text{(設2.26)}$$

表－設2.22に示すように，全ての免震支承に対して上式の関係が満足されている。

表－設2.22 震度法レベルでの免震支承の設計変位 u_B の照査

	橋軸方向			橋軸直角方向			備考
	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	A_1・A_2	P_1・P_4	P_2・P_3	
免震支承の設計変位 u_B（cm）	5.6	2.6	2.6	5.9	2.9	2.2	
免震支承に生じる変位 u_D（cm）	5.5	2.5	2.5	5.9	3.0	2.3	
変位の照査 $(u_D - u_B)/u_B$	-0.02	-0.04	-0.04	0.00	0.03	0.05	$<\pm 0.10$

2.5 地震時保有水平耐力法による照査

2.5.1 断面力と変位の算定

(1) 固有周期の算定

1) 固有周期の算定モデル

地震時保有水平耐力法による照査に用いる固有周期算定モデルの節点重量と部材剛性を，表－設2.23および表－設2.24に示す。算定モデルは，震度法の場合と同様に作成する。上部構造の部材剛性と基礎のバネ定数は震度法の場合と同じ値であるが，橋脚および橋台の部材剛性としては降伏剛性を用いなければならない。また，免震支承の水平バネ定数としては地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位 u_B に対応する等価剛性を用いる。

2) 橋脚・橋台の等価剛性

上部構造慣性力の作用位置における水平力と橋脚および橋台の変位の関係（P－δ曲線）を図－設2.8に示す。これより，下部構造の降伏時剛性と等価な断面2次モーメント（I）は式（設2.27）で算定される。

$$I=\frac{P_y\ h^3}{3\ E\delta_y} \qquad (設2.27)$$

ここに，

h ：橋脚下端から上部構造慣性力の作用位置までの高さ（m）

P_y ：橋脚の降伏耐力（tf）

δ_y ：橋脚の降伏変位（m）

E ：弾性係数 t／m²

① A_1 ・A_2 橋台

（橋軸） $I=837.81\times4.671^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0069)=1.650\text{m}^4$

② P_1 ・P_4 橋脚

（橋軸） $I=595.45\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0350)=3.920\text{m}^4$

（直角） $I=762.86\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0212)=8.291\text{m}^4$

③ P_2 ・P_3 橋脚

（橋軸） $I=595.45\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0374)=3.668\text{m}^4$

（直角） $I=762.86\times12.0^3/(3\times2.5\times10^6\times0.0226)=7.777\text{m}^4$

3) 固有周期の算定

固有周期算定モデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位を図－設2.9に示す。これより，固有周期を算出すると表－設2.25のようになる。

(2) 設計水平震度

橋の減衰定数 h は表－設2.26のように算出される。したがって，地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 k_{hc} は，橋軸方向，橋軸直角方向ともに式（設2.28）で計算される。

$$k_{hc}=c_z\cdot c_I\cdot c_R\cdot c_E\cdot k_{hco} \qquad (設2.28)$$

$$=1.0\times1.0\times1.0\times0.9\times1.0$$

$$=0.9$$

ここに，

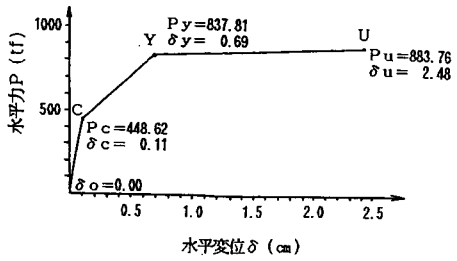
k_{hc} ：設計水平震度の標準値 （=1.0）

c_z ：地域別補正係数 （=1.0，A地域）

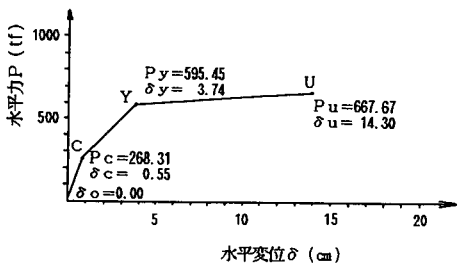
c_I ：重要度別補正係数 （=1.0，1級）

c_R ：振動特性別補正係数 （=1.0，T=1.42秒（橋軸方向），T=1.41秒（橋軸直角方向））

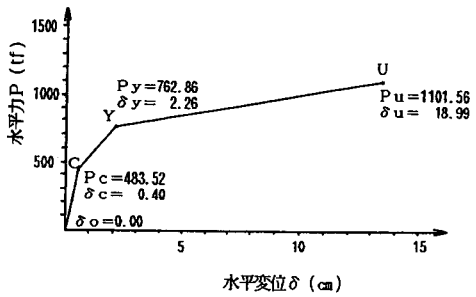
c_E ：橋の減衰定数に基づく補正係数 （=0.9，$(0.1\leq h<0.12)$）



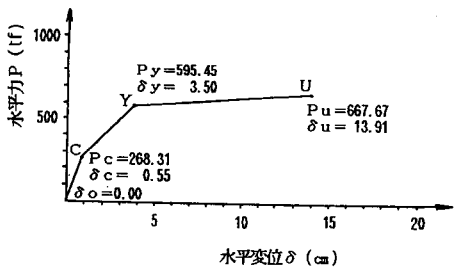
（a）A1･A2 橋台，橋軸方向



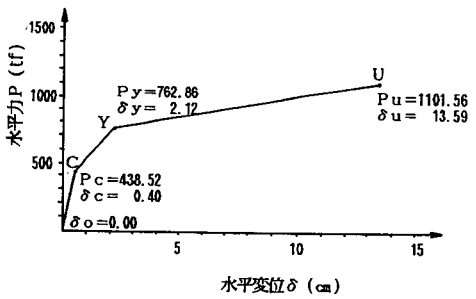
（b）P2･P3 橋脚，橋軸方向



（c）P2･P3 橋脚，直角方向



（d）P1･P4 橋脚，橋軸方向



（e）P1･P4 橋脚，直角方向

図－設2.8　P－δ曲線

表－設2.23　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸方向）

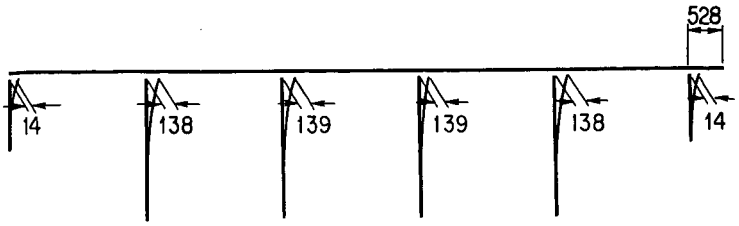
節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量（tf）
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0.0
13	0.000	- 0.837	218.8
14	0.000	- 2.000	0.0
15	0.000	- 3.350	143.4
16	0.000	- 4.700	0.0
17	0.000	- 5.655	442.0
18	0.000	- 6.500	0.0
19	65.000	0.000	0.0
20	65.000	- 1.148	182.3
21	65.000	- 2.500	0.0
22	65.000	- 7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0.0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0.0
26	130.000	0.000	0.0
27	130.000	- 1.148	182.3
28	130.000	- 2.500	0.0
29	130.000	- 7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0.0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0.0
33	195.000	0.000	0.0
34	195.000	- 1.148	182.3
35	195.000	- 2.500	0.0
36	195.000	- 7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0.0
38	195.000	-13.075	349.6
39	195.000	-14.000	0.0
40	260.000	0.000	0.0
41	260.000	- 1.148	182.3
42	260.000	- 2.500	0.0
43	260.000	- 7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0.0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0.0
47	325.000	0.000	0.0
48	325.000	- 0.837	218.8
49	325.000	- 2.000	0.0
50	325.000	- 3.350	143.4
51	325.000	- 4.700	0.0
52	325.000	- 5.655	442.0
53	325.000	- 6.500	0.0

部　材	断面２次ﾓｰﾒﾝﾄI(m⁴)	弾性係数E(tf/m²)
1-2	0.830	21000000
2-3	0.830	21000000
3-4	0.830	21000000
4-5	0.830	21000000
5-6	0.830	21000000
6-7	0.830	21000000
7-8	0.830	21000000
8-9	0.830	21000000
9-10	0.830	21000000
10-11	0.830	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	15.319	2500000
13-14	15.319	2500000
14-15	1.650	2500000
15-16	1.650	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	3.920	2500000
22-23	3.920	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	3.668	2500000
29-30	3.668	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	3.668	2500000
36-37	3.668	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	3.920	2500000
43-44	3.920	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	15.319	2500000
48-49	15.319	2500000
49-50	1.650	2500000
50-51	1.650	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000

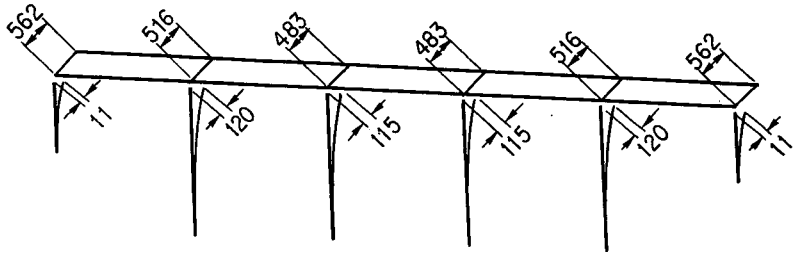
表－設2.24　モデルの節点重量および部材剛性（橋軸直角方向）

節点	X座標(m)	Y座標(m)	重量（tf）
1	0.000	3.100	267.6
2	32.500	3.100	535.3
3	65.000	3.100	535.3
4	97.500	3.100	535.3
5	130.000	3.100	535.3
6	162.500	3.100	535.3
7	195.000	3.100	535.3
8	227.500	3.100	535.3
9	260.000	3.100	535.3
10	292.500	3.100	535.3
11	325.000	3.100	267.6
12	0.000	0.000	0.0
13	0.000	-0.837	218.8
14	0.000	-2.000	0.0
15	0.000	-3.350	143.4
16	0.000	-4.700	0.0
17	0.000	-5.655	442.0
18	0.000	-6.500	0.0
19	65.000	0.000	0.0
20	65.000	-1.148	182.3
21	65.000	-2.500	0.0
22	65.000	-7.250	384.8
23	65.000	-12.000	0.0
24	65.000	-13.075	439.6
25	65.000	-14.000	0.0
26	130.000	0.000	0.0
27	130.000	-1.148	182.3
28	130.000	-2.500	0.0
29	130.000	-7.250	384.8
30	130.000	-12.000	0.0
31	130.000	-13.075	439.6
32	130.000	-14.000	0.0
33	195.000	0.000	0.0
34	195.000	-1.148	182.3
35	195.000	-2.500	0.0
36	195.000	-7.250	384.8
37	195.000	-12.000	0.0
38	195.000	-13.075	349.6
39	195.000	-14.000	0.0
40	260.000	0.000	0.0
41	260.000	-1.148	182.3
42	260.000	-2.500	0.0
43	260.000	-7.250	384.8
44	260.000	-12.000	0.0
45	260.000	-13.075	439.6
46	260.000	-14.000	0.0
47	325.000	0.000	0.0
48	325.000	-0.837	218.8
49	325.000	-2.000	0.0
50	325.000	-3.350	143.4
51	325.000	-4.700	0.0
52	325.000	-5.655	442.0
53	325.000	-6.500	0.0

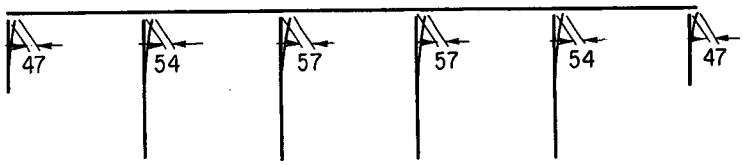
部　材	断面２次ﾓｰﾒﾝﾄI(m^4)	弾性係数E(tf/m^2)
1-2	10.840	21000000
2-3	10.840	21000000
3-4	10.840	21000000
4-5	10.840	21000000
5-6	10.840	21000000
6-7	10.840	21000000
7-8	10.840	21000000
8-9	10.840	21000000
9-10	10.840	21000000
10-11	10.840	21000000
1-12	∞	2500000
3-19	∞	2500000
5-26	∞	2500000
7-33	∞	2500000
9-40	∞	2500000
11-47	∞	2500000
12-13	398.763	2500000
13-14	398.763	2500000
14-15	276.963	2500000
15-16	276.963	2500000
16-17	∞	2500000
17-18	∞	2500000
19-20	∞	2500000
20-21	∞	2500000
21-22	8.291	2500000
22-23	8.291	2500000
23-24	∞	2500000
24-25	∞	2500000
26-27	∞	2500000
27-28	∞	2500000
28-29	7.777	2500000
29-30	7.777	2500000
30-31	∞	2500000
31-32	∞	2500000
33-34	∞	2500000
34-35	∞	2500000
35-36	7.777	2500000
36-37	7.777	2500000
37-38	∞	2500000
38-39	∞	2500000
40-41	∞	2500000
41-42	∞	2500000
42-43	8.291	2500000
43-44	8.291	2500000
44-45	∞	2500000
45-46	∞	2500000
47-48	398.763	2500000
48-49	398.763	2500000
49-50	276.963	2500000
50-51	276.963	2500000
51-52	∞	2500000
52-53	∞	2500000



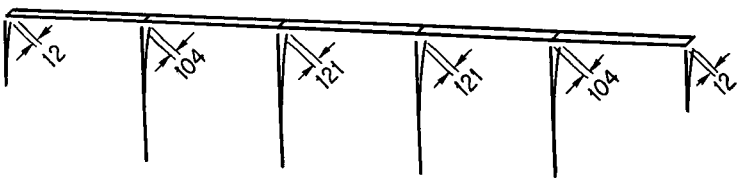
(a) 免震橋梁：橋軸方向



(b) 免震橋梁：直角橋軸方向



(c) 非免震橋梁：橋軸方向



(d) 非免震橋梁：直角橋軸方向

図－設2. 9　自重に相当する水平力を作用させた場合の変位分布（単位：mm）

表－設2.25　固有周期（秒）

特性値	橋軸方向		橋軸直角方向	
	免震	非免震	免震	非免震
$\Sigma(W_i \cdot u_i^2)$	1504.16	19.33	1419.54	63.45
$\Sigma(W_i \cdot u_i)$	3022.69	406.65	2888.16	659.94
δ (m)	0.498	0.047	0.492	0.096
T (sec)	1.42	0.44	1.41	0.62

表－設2.26　橋の減衰定数

方向	橋脚番号	免震支承			橋脚		基礎		橋の減衰定数h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{Pi}	K_{Pi} (tf/m)	h_{FUi} ($h_{F\theta i}$)	K_{FUi} ($K_{F\theta i}$) tf/m (tf・m)	
橋軸	A_1・A_2	0.468	0.12	750	0.05	119193	0.2	148000 (305000)	0.117
	P_1・P_4	0.351	0.13	2910		16615		107000 (4730000)	
	P_2・P_3	0.354	0.13	2910		16428		103000 (4668000)	
直角	A_1・A_2	0.483	0.12	750	0.05	2×10^7	0.2	191000(61414800)	0.118
	P_1・P_4	0.350	0.13	2900		36936		142000 (8217000)	
	P_2・P_3	0.354	0.13	2910		36671		133000 (7904000)	

2.5.2　鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査

(1)　耐力計算

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.7および5.8により，終局水平耐力およびせん断耐力を計算する。結果を表－設2.27に示す。なお，本橋の橋脚では曲げ破壊が先行すると判定される。

表－設2.27　耐力計算

		橋軸	直角
P_1・P_4 橋脚	P_u	668	1102
	P_s	1213	1650
P_2・P_3 橋脚	P_u	668	1102
	P_s	1213	1650

P_u：終局水平耐力（tf）
P_s：せん断耐力（tf）

(2) 等価水平震度

地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度および曲げ破壊が先行すると判定された場合の許容塑性率は式（設2.27）で求められる。

$$\left.\begin{aligned} k_{he} &= \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}} \\ \mu &= 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \end{aligned}\right\} \qquad \text{（設2.29）}$$

ここに，

k_{he}：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度（小数点以下２けたに丸める）

k_{hc}：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

μ　：許容塑性率

δ_u　：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に規定される鉄筋コンクリート橋脚の終局変位（m）

δ_y　：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に規定される鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位（m）

α　：安全係数（1.5とする）

等価水平震度の計算結果を表－設2.28に示す。

表－設2.28　等価水平震度

		許容塑性率 μ	設計水平震度 k_{hc}	等価水平震度 k_{he}
P_1 ・ P_4 橋脚	橋　軸	2.94	0.9	0.45
	直　角	4.60	0.9	0.35
P_2 ・ P_3 橋脚	橋　軸	2.88	0.9	0.46
	直　角	5.95	0.9	0.30

(3) 安全性の照査

橋脚の地震時保有水平耐力の照査結果を表－設2.29に示す。

表－設2.29　地震時保有水平耐力の照査結果

		照査水平力 P（tf）	保有水平耐力 Pa（tf）	判　定
P_1 ・ P_4 橋脚	橋　軸	638	644	OK.
	直　角	496	989	OK.
P_2 ・ P_3 橋脚	橋　軸	642	644	OK.
	直　角	419	989	OK.

2.5.3　免震装置の照査

2.5.1で算出した免震装置に生じる変位 u_D は，免震装置の設計変位 u_B に対して，式（設2.30）を満足しなければならない。

$$|\ (u_D - u_B)\ | / u_B \leqq \pm 0.10 \qquad \text{（設2.30）}$$

表－設2.30に示すように，全ての免震支承に対して上式の関係が満足されている。

表－設2.30　地震時保有水平耐力レベルでの免震支承の設計変位量 u_B の照査

	橋軸方向			橋軸直角方向			備考
	$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	$A_1 \cdot A_2$	$P_1 \cdot P_4$	$P_2 \cdot P_3$	
支承の設計変位　u_B（cm）	66.9	50.7	50.6	69.0	50.0	50.6	
支承に生じる変位　u_D（cm）	66.0	50.1	49.8	70.9	51.2	47.2	
変位の照査 $\lvert(u_D - u_B)\rvert / u_B$	-0.01	-0.01	-0.02	0.03	-0.02	-0.07	$<\pm 0.10$

2.6　構造細目

2.6.1　桁端の遊間（S_B）および桁掛り長（S_E）の設定

(1)　設計方針（図－設2.10参照）

・桁端の遊間（S_B）は，温度変化による伸縮量と，震度法レベルで生じる地震時の変位のうち大きい方の値とする。

・桁掛り長（S_E）は，道示Vに規定される式（5.2.1）とマニュアル（案）に規定する式（6.3.1）の大きい方の値とする。

(2)　寸法設定条件

表－設2.31　寸法設定条件

項　　目	数　　値
①　温度変化（－10～＋40℃）	±25℃
②　温度変化による桁端の伸縮量	325000×0.000012×25/2＝±49mm
③　桁のたわみによる桁端の変位	(2600×2/3)×1/150＝12mm
④　免震装置の設計変位	
・震度法レベル（u_B）　橋軸方向	42 mm
橋軸直角方向	44 mm
・地震時保有水平　橋軸方向	481 mm
耐力法レベル（u_B）　橋軸直角方向	500 mm
⑤　道示Vに規定される桁端から下部構造頂部縁端の距離（S_B）	70＋0.5×65＝103.0 cm（道示V（7.2.1）式）
⑥　マニュアル（案）に規定する桁端から—— 〃 ——（S_B）	70＋69.9＝139.9cm（マニュアル案（6.3.1）式）
⑦　免震装置の設定誤差などによる余裕代（L_A）	30 mm　マニュアル（案）
⑧　橋台部の免震装置設置幅	1200×1200mm
⑨　橋台部の免震装置の高さ	500 mm
⑩　橋軸方向支承縁端と下部構造頂部縁端の距離（S）	20×0.5×65＝53→55cm（道示ⅠV（5.2.1）式）
⑪　免震装置と桁端との距離	250 mm

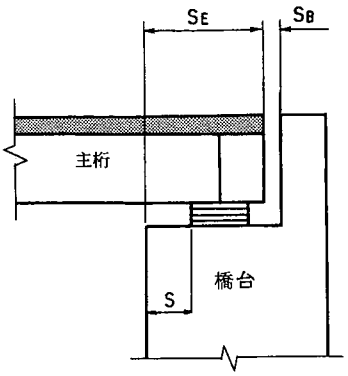
(3) 桁端の遊間（S_B）

温度変化時は温度変化による桁伸縮とたわみによる桁の水平変位を加えると49＋12＝61㎜となる。一方，地震時はマニュアル（案）の式（6.2.1）によれば震度法レベルの免震装置の設計変位 u_B（＝42㎜）＋100㎜で142 ㎜となる。したがって，桁端遊間（S_B）の必要長さは150㎜とする。

震度法レベル以上の地震力を受けると桁が橋台に衝突するため，衝撃をやわらげる目的で，スポンジゴムなどを設置する空間を設ける。

(4) 桁掛り長さ（S_E）

桁掛り長さ（S_E）は，表－設2.31に示す⑤と⑥の値のうち大きい方の値となる。しかし，本橋では下部構造頂部の縁端距離 S（550）に免震装置の大きさ(1200)と免震装置と桁端との距離（250)を加えた値(550＋1200＋250＝2000㎜）の方がはるかに大きい。このため，桁掛り長さ（S_E）は2000㎜とする。



図－設2.10 桁端遊間（S_B）と桁掛り長さ(S_E)

2.6.2 伸縮装置

(1) 伸縮装置の設計伸縮量

1) 橋軸方向

マニュアル（案）の式（6.5.1）では，地震に対する伸縮装置の設計伸縮量（L_E）としては，震度法に用いる免震装置の設計変位 u_B に，免震装置の設置誤差などを考慮した余裕量（L_A ≒30㎜）を加えた値を規定している。ただし，温度変化などによる常時の伸縮量の方が大きい場合には，その値を下まわってはならないと規定されている。

ここでは，震度法レベルの地震変位に比べて温度変化による桁の変位の方が大きいため，橋軸方向の伸縮装置の設計伸縮量（L_E）は，温度変化による桁端の変位（±49㎜）に，活荷重に伴う桁のたわみによる桁端の変位（12㎜）を加えた値で決定する。

$$L_E = 49 + 49 + 12 + 30 = 140\text{㎜}$$

2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向の地震に対する伸縮装置の設計伸縮量（L_E）は，橋軸方向と同様に求める。すなわち，震度法に用いる免震装置の設計変位（u_B ＝41㎜）に，免震装置の設置誤差など考慮した余裕量（L_A ≒30㎜）を加えた値をとるものとする。

$$L_E = 41 + 30 = 71\text{㎜}$$

(2) 伸縮装置の選定

ここでは，参考資料－4に示されているフィンガー方式を採用した場合について，基本寸法を算定し，概略形状を図－設2.11に示す。

(3) 基本寸法の算定

1) フィンガー長さ F

$$F = L_E + b_{min} + c_{min} \qquad \text{(設2.31)}$$
$$= 140 + 20 + 15 = 175\text{㎜}$$

ここで，

L_E ：伸縮装置の橋軸直角方向設計伸縮量（＝140㎜）

b_{min} ：フィンガーの最小ラップ（＝20㎜）

c_{min} ：フィンガーの最小遊間（＝15㎜）

2) 台座長 D

D＝ a＋最低温度時のフィンガーの遊間＋ F＋フィンガープレートの最小ラップ

$=70+(49+49+12+15+30)+175+20$

$=70+155+175+20=420$mm

ここで,

a：フィンガープレートラップ長　　(設2.32)

$a=-\Delta\ell\ (t+S)+b_{min}$

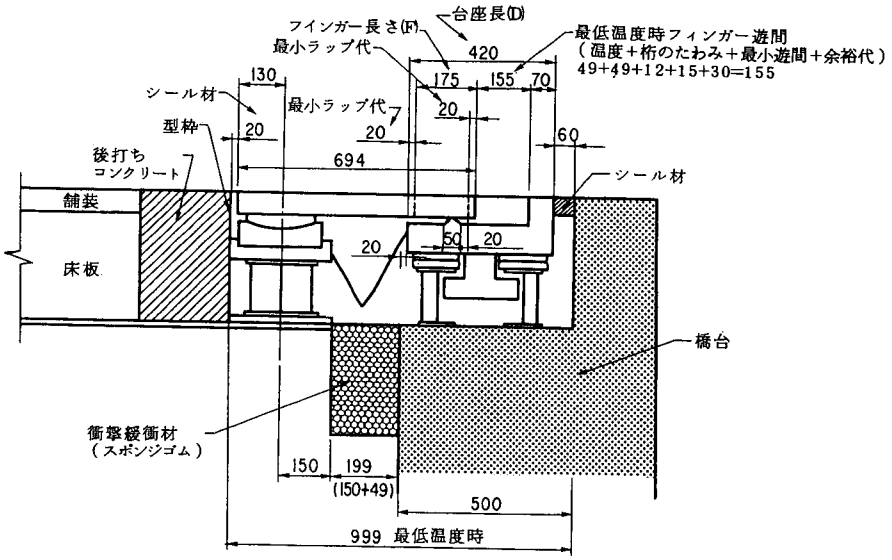
$=49+20=69\rightarrow 70$mm

ここで,

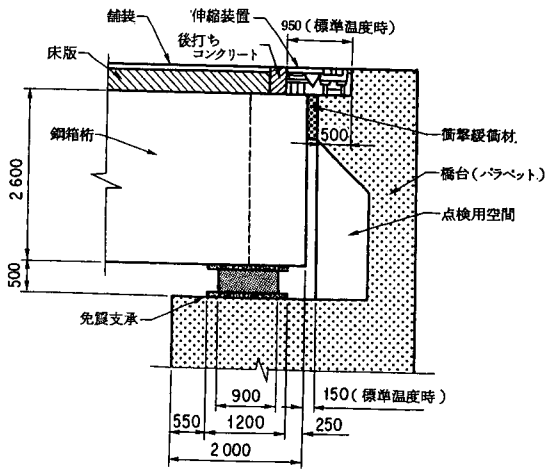
$-\Delta\ell\ (t+S)$：標準温度からの桁の縮み量（＝49mm）

(4) 伸縮装置部の構造概要

伸縮装置部の構造概要を図－設2.11および図－設2.12に示す。



図－設2.11　伸縮装置（最低温度での位置関係）



図－設2.12　桁端部構造図

2.6.3　落橋防止装置

桁端には落橋防止装置（桁と下部構造を結ぶ構造）を設ける。落橋防止装置の作用力H_Rは，以下のとおりとなる。

$$H_R = 2 \cdot k_h \cdot R_d \qquad (設2.33)$$

ここに，

H_R：落橋防止装置の設計に用いる水平力（tf）

k_h：設計水平震度（震度法レベル）

R_d：死荷重による鉛直反力（tf）

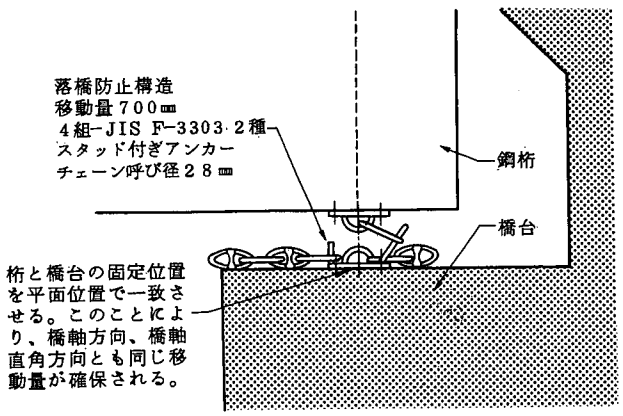
したがって，落橋防止装置の設計に用いる水平力H_Rは次のようになる。

$$H_R = 2 \times 0.27 \times 212$$
$$= 114 \text{ tf}$$

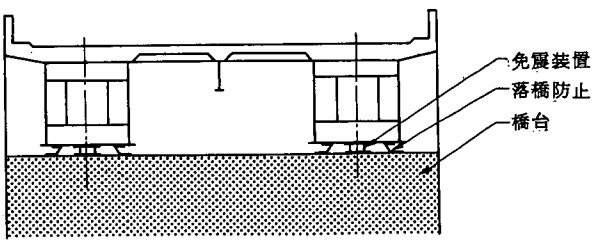
また，落橋防止装置が作動し始める移動量は，地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計変位u_Bを許容する値として700㎜とする。

落橋防止装置の構造としては，いろいろなタイプが使用できる。ここでは，二方向の移動制限を簡単な構造で実現するために，チェーンによる連結方式を採用する。桁の固定点と橋台の固定点とを水平位置で同一にすると，二方向に同じだけ移動量を与えることができる。

２本の主桁に二ヵ所ずつ設置すると，一ヵ所あたりの水平力は114/４＝28.5tfとなる。チェーンのサイズをできるだけ小さくするために，JIS F-3303の２種スタッド付きアンカーチェーン（呼び径で28㎜）を採用する。この耐力は32.7tfである。



図−設2.13　落橋防止装置



図−設2.14　免震装置および落橋防止装置の配置

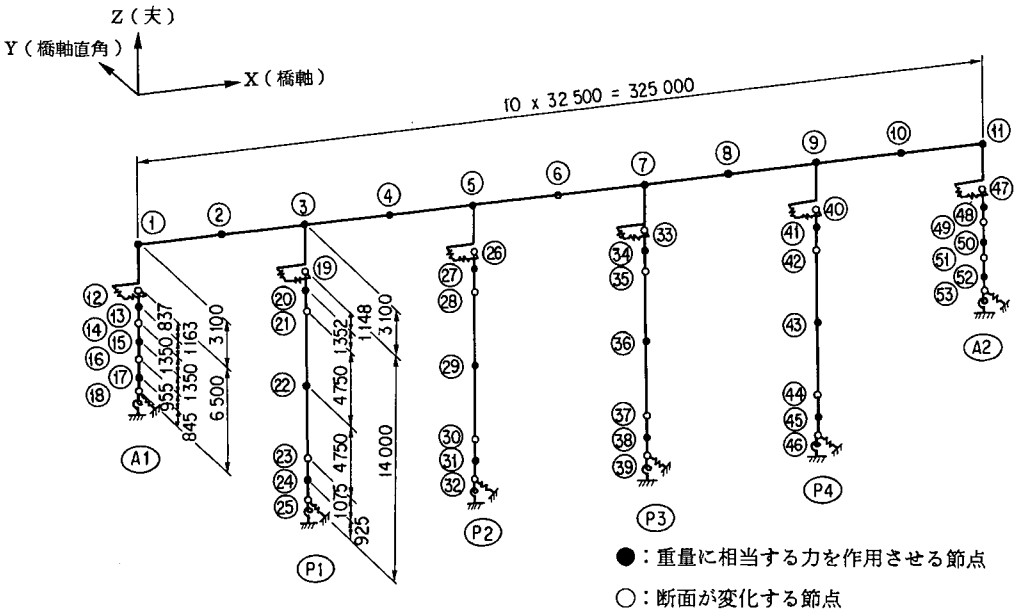
2. 7　動的解析による照査

動的解析に用いる骨組構造モデルを図－設2. 15に示す。質量を設ける接点と質量を設けない接点の取り方は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の参考資料によっている。また，モデルの諸元を表－設2. 32に示す。

固有値解析の結果を表－設2. 33に示す。震度法レベルに比べると地震時保有水平耐力法レベルでは，支承や橋脚の剛性が低下するため，これらに依存するモードは固有周期が約２倍に長くなり，それに伴ってモードの順序も入れ替っている。

動的解析は応答スペクトル法によるものとし，入力地震動としてはマニュアル（案）の標準加速度応答スペクトルを用いた。動的解析では，50次まで（有効質量99％以上）を考慮し，応答値はＲＭＳ法によって算出した。

解析結果を表－設2. 34および図－設2. 16に示す。動的解析は静的解析結果の約７～８割程度の値を与える。ただし，橋軸直角方向に加振した場合の桁端の変位は，静的解析よりも10～20％大きくなる。これは，橋軸直角方向にも全区間免震化した場合には，桁端で相対変位が大きくなることを意味している。このような点は，まだ，免震橋の建設の歴史が浅く，地震観測や実験でも十分確かめられていない点であり十分注意して慎重に対処していくことが重要である。橋軸直角方向の橋台に作用するせん断力も静的解析結果を15％程度上わっているが，これについては，この方向の橋台には十分な耐力があるため，耐震設計上問題とはならない。



図－設2. 15　解析モデル図

表－設2.32　解析モデルの特徴

(a)　節点重量

節　点		重量(t)	節点数
桁	端	267.6	2
	中間	535.3	9
A_1, A_2	上	218.8	2
	中	143.4	2
	下	442.0	2
P_1, P_2 P_3, P_4	上	182.3	4
	中	384.8	4
	下	439.6	4
合　計		10988.1	

(b)　補正係数

地盤種別	Ⅲ　種
地域別補正係数	C_z＝1.0
重要度別補正係数	C_I＝1.0

(c)　減衰定数

上部構造	0.02
下部構造	0.05
基　礎	0.3

(d)　弾性係数(tf/m²)

上部構造	2.1×10^7
下部構造	2.5×10^6

(e)　部　材　剛　性

部　材		A (m²)	面内 I (m⁴)	面外 I (m⁴)	J (m⁴)
桁		0.729	0.830	10.840	0.435
A_1, A_2	上	30.625	15.319	398.763	53.706
	中	21.25	5.118(1.650)	276.693	18.716
	下	∞	∞	∞	∞
P_1, P_4	上	∞	∞	∞	∞
	中	16.20	9.842(3.828)	48.6(8.510)	28.222
	下	∞	∞	∞	∞
P_2, P_3	上	∞	∞	∞	∞
	中	16.20	9.842(3.785)	48.6(8.449)	28.222
	下	∞	∞	∞	∞

注)　(　) は地震時保有水平耐力法、他は震度法、地震時保有水平耐力法

(f)　バネ定数 (tf/m, tf)

基　礎	水　平	鉛　直	面内回転	面外回転	連　成
A_1, A_2	256,300	750,800	6,209,000	12,341,300	469,500
P_1, P_4	256,300	750,800	6,209,000	10,150,800	469,500
P_2, P_3	235,000	688,300	6,066,900	9,727,200	430,300

(g)　支　承

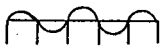
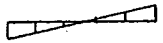
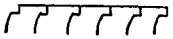
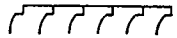
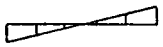
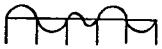
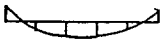
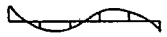
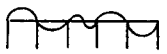
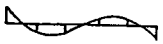
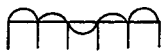
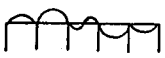
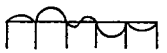
支　承		等価剛性 (tf/m)			等価減衰定数		
		A_1, A_2	P_1, P_4	P_2, P_3	A_1, A_2	P_1, P_4	P_2, P_3
X	L 1	2990	17090	17090	0.28	0.26	0.26
	L 2	750	2910	2910	0.12	0.13	0.13
Y	L 1	2940	15440	18710	0.28	0.27	0.25
	L 2	750	2900	2910	0.12	0.13	0.13

注) L 1 ：震度法レベル，L 2 ：地震時保有水平耐力法レベル

(h)　支承の拘束条件

並　進			回　転		
X	Y	Z	X	Y	Z
弾性固定	弾性固定	固　定	固　定	自　由	自　由

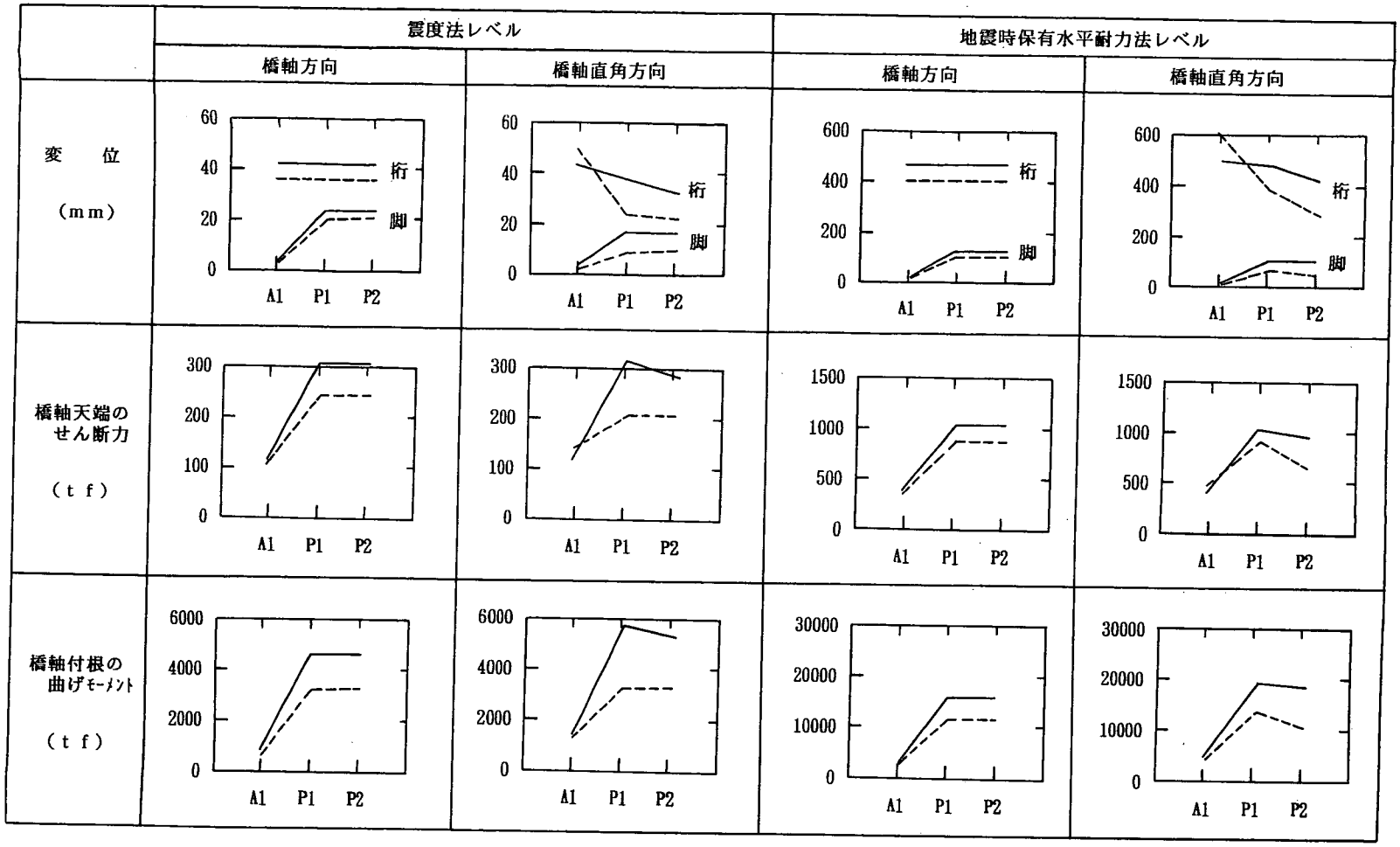
表－設2.33　固有値解析結果

震度法レベル				対応	地震時保有水平耐力法レベル			
T(sec)	モード		次数		次数	モード		T(sec)
0.823	桁		1		1		支承，脚	1.493
0.809	支承，脚		2		2		桁	1.461
0.780	支承，脚		3		3		桁，支承，脚	1.452
0.773	桁，支承，脚		4		4		桁，支承，脚	1.251
0.751	桁		5		5		桁	0.836
0.687	桁，支承，脚		6		6		桁，支承，脚	0.789
0.616	桁		7		7		桁	0.759
0.569	桁，支承，脚		8		8		桁	0.619
0.508	桁		9		9		桁	0.509
0.445	桁		10		10		桁，支承，脚	0.470

表－設2.34　動的解析結果

				A_1 ・A_2	P_1 ・P_4	P_2 ・P_3
桁変位 (mm)	L1	X	静的	42.00	42.00	42.00
			動的	36.00	36.00	36.00
			動／静	0.86	0.86	0.86
		Y	静的	44.00	38.00	33.00
			動的	51.00	24.00	23.00
			動／静	1.16	0.63	0.70
	L2	X	静的	475.00	474.00	474.00
			動的	412.00	412.00	412.00
			動／静	0.87	0.87	0.87
		Y	静的	506.00	482.00	434.00
			動的	611.00	394.00	287.00
			動／静	1.21	0.82	0.66
端脚天端変位 (mm)	L1	X	静的	3.00	24.00	24.00
			動的	2.00	20.00	21.00
			動／静	0.67	0.83	0.88
		Y	静的	3.00	17.00	17.00
			動的	2.00	9.00	10.00
			動／静	0.67	0.53	0.59
	L2	X	静的	13.00	124.00	125.00
			動的	9.00	105.00	105.00
			動／静	0.69	0.85	0.84
		Y	静的	10.00	106.00	103.00
			動的	6.00	66.00	52.00
			動／静	0.60	0.62	0.50
支承変位 (mm)	L1	X	静的	39.00	18.00	18.00
			動的	34.00	14.00	14.00
			動／静	0.87	0.78	0.78
		Y	静的	41.00	21.00	16.00
			動的	48.00	13.00	11.00
			動／静	1.17	0.62	0.69
	L2	X	静的	462.00	350.00	349.00
			動的	404.00	307.00	305.00
			動／静	0.87	0.88	0.87
		Y	静的	496.00	358.00	331.00
			動的	614.00	311.00	223.00
			動／静	1.24	0.87	0.67
橋脚天端せん断力 (tf)	L1	X	静的	116.00	303.00	303.00
			動的	102.00	245.00	246.00
			動／静	0.88	0.81	0.81
		Y	静的	122.00	313.00	288.00
			動的	142.00	206.00	207.00
			動／静	1.16	0.66	0.72
	L2	X	静的	371.00	1021.00	1017.00
			動的	303.00	892.00	889.00
			動／静	0.82	0.87	0.87
		Y	静的	398.00	1045.00	966.00
			動的	453.00	901.00	649.00
			動／静	1.14	0.86	0.67
橋脚基部モーメント (tf・m)	L1	X	静的	828.00	4668.00	4662.00
			動的	523.00	3255.00	3292.00
			動／静	0.63	0.70	0.71
		Y	静的	1238.00	5731.00	5392.00
			動的	1151.00	3235.00	3315.00
			動／静	0.93	0.56	0.61
	L2	X	静的	2678.00	15679.00	15627.00
			動的	1604.00	11381.00	11233.00
			動／静	0.60	0.73	0.72
		Y	静的	4112.00	19052.00	18088.00
			動的	3865.00	13589.00	10323.00
			動／静	0.94	0.71	0.57

注）L1：震度法レベル入力
　　L2：地震時保有水平耐力法レベル入力



注）実線：静的解析，破線：動的解析

図－設2.26　動的解析結果と静的解析結果の比較

設計例－３　耐震補強の試設計

3. 1　耐震補強設計の概要

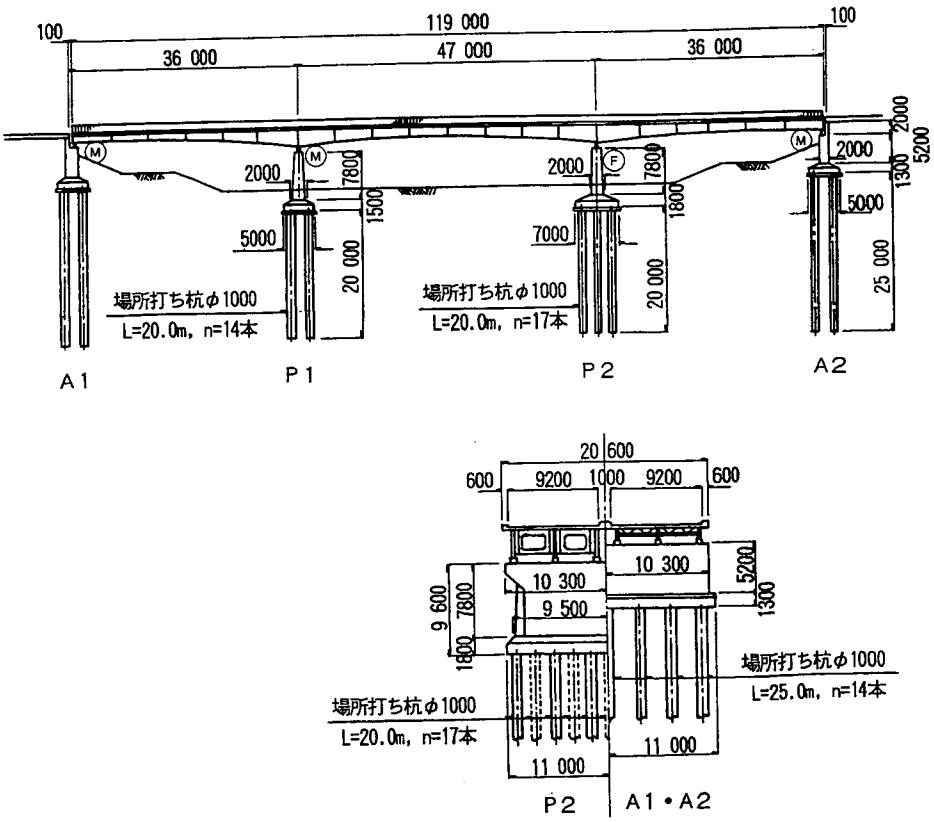
免震設計を用いた耐震補強は，免震装置のエネルギー吸収性能の向上および積層ゴム支承の水平力分散効果によって補強対象構造物の慣性力を減少させることにより行う。したがって，従来の構造部材の耐力を増強する耐震補強工法とは補強原理が異なる。

ここで対象とする橋は，図－設3. 1に示す橋長 119mの３径間連続鋼桁橋であり，下部構造は，φ1000㎜の場所打ち杭に支持された小判形断面を有するＲＣ壁式橋脚である。耐震性の照査結果によれば，固定橋脚Ｐ２の基礎杭の杭体応力度が橋軸方向地震時に許容応力度を超過し，補強が必要とされた。Ｐ２橋脚の軀体ならびにＰ２以外の橋脚や橋台の軀体および基礎には耐震上の問題はない。

以下に示す設計例では，免震装置として鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い，その減衰性能と水平力の分散効果により固定橋脚Ｐ２への作用地震力を低減させて，基礎杭に対する耐震補強を行う。なお，免震装置の作用方向は耐震性に問題のある橋軸方向のみとし，橋軸直角方向には装置の移動を制限することとする。

3. 2　現況の耐震性の照査

まず，対象橋の現況の耐震性を照査する。ここでは，耐震補強を必要とする橋軸方向地震時の杭基礎について照査結果を示す。



図－設3. 1　耐震補強設計対象橋一般構造図

3.2.1 照査条件

(1) 荷重条件

表－設3.1 荷重に関する設計条件

使用材料の単位体積重量	コンクリート	2.5tf/m³	
	土砂重量	1.9tf/m³	
地震の影響	地域	1.0（A地域）	
	地盤	1.0（Ⅱ種）	
	重要度	1.0（1級）	
上部構造重量		2082tf	
支承反力（1支承あたり）（tf）		橋脚	橋台
	死荷重	135.0	38.2
	活荷重	43.0	19.1
	合計	178.0	57.3

(2) 材料条件

表－設3.2 使用材料および許容応力度

特性値		コンクリート				鉄筋	
		軀体		基礎杭			
規格（設計基準強度）（kgf/cm²）		σ_{ck}=210		σ_{ck}=240		SD295	
弾性定数 E_c（kgf/cm²）		2.35×10^5		2.50×10^5		－	
せん断弾性定数 G_o（kgf/cm²）		1.02×10^5		1.09×10^5		－	
		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
許容応力度	曲げ圧縮（kgf/cm²）	70	105	80	120	—	—
	曲げ引張（kgf/cm²）	—	—	—	—	1600	2700
	せん断（kgf/cm²）	3.6	5.4	3.9	5.8	—	—

(3) 地盤条件

基礎の地盤条件を図－設3.2に示す。地盤の特性値 T_G は，橋脚基礎地盤については0.37秒，橋台基礎地盤では0.49秒であり，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるⅡ種地盤に相当する。

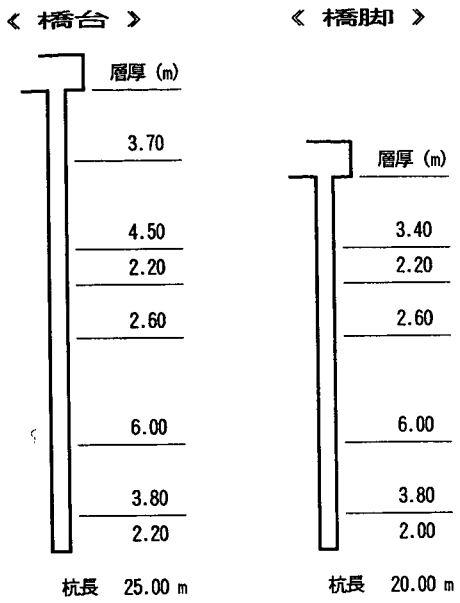
(4) 杭基礎の構造条件

橋脚・橋台とも基礎にはφ1000mmの場所打ち杭が用いられている。橋脚および橋台の基礎杭の諸元，杭1本当たりの許容支持力と杭のバネ定数を表－設3.3に示す。

3.2.2 基礎の耐震性の照査

(1) 固有周期の算定

設計振動単位が1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるものとして，固有周期を算定する。固有周期の算定に用いる軀体の断面定数を表－設3.4に，基礎地盤のバネ定数を表－設3.5に示す。固有周期の算定結果を表－設3.6に示す。



土 質	N値	単体体積重量 (tf/m³)
砂質土	12	1.9
粘性土	2	1.6
砂質シルト	12	1.8
砂質土	34	1.9
粘性土	10	1.6
砂質土	26	1.9
砂 礫	50	1.9

図－設3.2　基礎地盤条件

表－設3.3　杭基礎の構造条件

特性値				橋脚	橋台
杭の諸元	杭径 D (m)			1.00	1.00
	杭長 L (m)			20.00	25.00
	杭の弾性定数 E (tf/m²)			2.5×10^6	2.5×10^6
	断面二次モーメント I (m⁴)			0.04909	0.04909
許容支持力	杭軸方向許容押込み支持力	常時 (tf)		270	290
		地震時 (tf)		410	450
	杭軸方向許容引抜力	常時 (tf)		0	0
		地震時 (tf)		270	300
杭のバネ定数	固有周期の算定	水平方向地盤反力係数 k_H (tf/m³)		4,320	11,900
		杭の特性値 β (m⁻¹)		0.307	0.394
		杭軸直角方向バネ定数	K_1 (tf/m)	14,200	30,000
			K_2, K_3 (tf)	23,100	38,100
			K_4 (tf·m)	75,400	96,700
		杭軸方向バネ定数 K_V (tf/m)		46,100	49,100
	下部構造の設計（地震時）	水平方向地盤反力係数 k_H (tf/m³)		2,010	5,590
		杭の特性値 β (m⁻¹)		0.253	0.327
		杭軸直角方向バネ定数	K_1 (tf/m)	7,950	17,200
			K_2, K_3 (tf)	15,700	26,100
			K_4 (tf·m)	62,100	80,300
		杭軸方向バネ定数 K_V (tf/m)		46,100	49,100

表－設3. 4　下部構造躯体の断面定数

特性値		P_2	P_1	A_1 ・A_2	備考
弾性係数 (tf/m²)		2.35×10^6			
せん断弾性係数 (tf/m²)		1.0×10^6			
断面積	梁・柱 (m²)	33.1	33.1	41.2	
	フーチング (m²)	∞	∞	∞	
断面2次モーメント	梁・柱 (m⁴)	8.78 (6.98)	8.78 (6.98)	13.73 (7.81)	弾性剛性 (降伏剛性)
	フーチング (m⁴)	∞	∞	∞	

表－設3. 5　基礎地盤のバネ定数

特性値	P_2	P_2	A_1 (A_2)
鉛直バネ K_V (tf/m)	784,000	645,000	687,000
水平バネ K_H (tf/m)	241,000	199,000	420,000
回転バネ K_M (tf・m)	4,740,000	2,510,000	2,900,000
連成バネ K_{HM} (tf)	-393,000	-323,000	-533,000

表－設3. 6　固有周期の算定結果

特性値			P_2	P_1	A_1 (A_2)
重量	上部構造	W_U (tf)	2082.0	0.0	0.0
	下部構造躯体	W_P (tf)	661.0	661.0	608.0
	フーチング	W_F (tf)	603.0	401.0	333.0
高さ	下部構造躯体	h_P (m)	7.80	7.80	5.20
	フーチング	h_F (m)	1.80	1.50	1.30
	上部構造慣性力の作用位置	h_0 (m)	9.60	9.30	6.50
変位	躯体の曲げ変形	δ_P (m)	0.0164	0.0014	0.0002
	基礎の水平変位	δ_0 (m)	0.0242	0.0079	0.0035
	基礎の回転 回転角	θ (rad)	6.95×10^{-3}	2.25×10^{-3}	1.36×10^{-3}
	基礎の回転 変位	$\theta_0\cdot h_0$ (m)	0.0667	0.0210	0.0088
	変位合計	δ (m)	0.1073	0.0303	0.0126
固有周期	$T=2.01\sqrt{\delta}$ (sec)		0.66	0.35	0.23

(2)　設計水平震度の算定

(1)で算定した固有周期より，P_2 （T=0.66秒），P_1 （T=0.35秒），A_1 ・A_2 （T=0.23秒）のいずれについても，固有周期別補正係数c_T =1.25秒となるので，設計水平震度k_h は次式で算定される。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_{h0} = 1.0\times1.0\times1.0\times1.25\times0.2 = 0.25 \qquad (設3.1)$$

(3)　基礎に作用する外力の算定

橋脚・橋台それぞれについて，基礎に作用する外力を算定した結果を表－設3. 7に示す。なお，可動支承はローラー支承とし，摩擦係数は0.05とした。

表－設3. 7　基礎に作用する外力の算定結果

構造部分	P_2（固定支承）			P_1（可動支承）			A_1・A_2（可動支承）		
	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)	W (tf)	H (tf)	M (tf・m)
上部構造	812	521	4,997	812	41	378	229	12	121
軀　体	1,264	316	1,059	1,062	266	962	941	235	661
上載土	290	0	0	160	0	0	492	86	-245
土　圧	0	0	0	0	0	0	162	513	1,048
動水圧	0	20	64	0	20	58	0	0.0	0
合　計	2,366	857	6,120	2,034	327	1,398	1,824	846	1,585

(4)　基礎の耐震性の照査

杭基礎の支持力の照査結果を表－設3. 8に，杭体応力度の照査結果を表－設3. 9にそれぞれ示す。杭の支持力および杭頭変位はともに許容値以内であるが，固定支承を有するP₂橋脚の基礎杭において，杭体応力度が許容値を大きく超えており，耐震補強が必要である。

表－設3. 8　杭基礎の支持力の照査結果

特性値		P_2	P_1	A_1（A_2）
基礎への作用力	モーメント M (tf・m)	6,120	1,398	1,585
	鉛直力 N (tf)	2,366	2,034	1,824
	水平力 H (tf)	857	327	846
杭の本数 (本)		17	14	14
杭反力	最大軸力 P_{max} (tf)	365	220	232
	最小軸力 P_{min} (tf)	- 87	70	30
杭頭変位 δ (cm)		1.02	0.51	0.56
許容押し込み支持力 P_a (tf)		410	410	450
許容引き抜き力 P_{ta} (tf)		- 270	- 270	- 300
許容杭頭変位 δ_a (cm)		1.5	1.5	1.5

表－設3. 9　杭体応力度の照査結果

特性値		P_2		P_1		A_1（A_2）	
断面力	軸力 P_0 (tf)	365	- 87	220	70	232	30
	水平力 H_0 (tf)	50.4		23.4		60.4	
	モーメント M_0 (tf・m)	64.2		29.8		59.6	
杭半径 r (cm)		50.0		50.0		50.0	
鉄筋半径 r_s (cm)		35.0		35.0		35.0	
鉄筋量 A_s (cm²)		81.1 (16-D25)		45.8 (16-D19)		81.1 (16-D25)	
応力度	コンクリート σ_c (kgf/cm²)	99	117	58	56	88	106
	鉄筋 σ_s (kgf/cm²)	32	4503	－	798	418	2534
許容応力度	コンクリート σ_{ca} (kgf/cm²)	120		120		120	
	鉄筋 σ_{sa} (kgf/cm²)	2700		2700		2700	

3.3　免震装置を用いた耐震補強設計

3.3.1　免震装置の設計

(1)　免震装置の設計条件

P_2 橋脚に作用する上部構造の慣性力を低減して耐震補強を行うために，免震装置の設計目標を以下のように定めた。ここでは，免震装置として鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いることとする。

① 免震装置のエネルギー吸収性能により橋の減衰定数 h を $h \geq 0.10$ とし，橋の減衰定数に基づく補正係数 $c_B = 0.90$ とすることにより，設計水平震度を1割低減させる。

② 免震装置の採用により，図－設3.3に示すように構造系を多点弾性固定に変更し，P_2 橋脚が支持していた全上部構造重量による慣性力を P_1 橋脚および A_1，A_2 橋台に分散させる。上部構造重量による慣性力の分散割合は，各下部構造の耐力を考慮して，以下に示す値を目標とする。

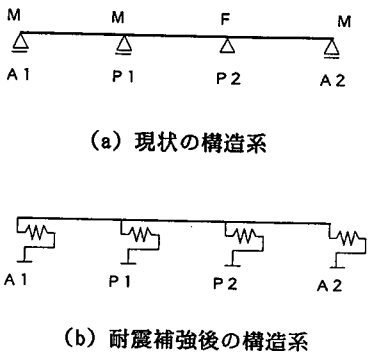
$$A_1 : P_1 : P_2 : A_2 = 1 : 3 : 5 : 1$$

なお，橋軸直角方向には耐震上の問題がないため，免震を行う方向は橋軸方向のみとする。

免震支承の設計条件を表－設3.10に示す。

表－設3.10　免震支承の設計条件

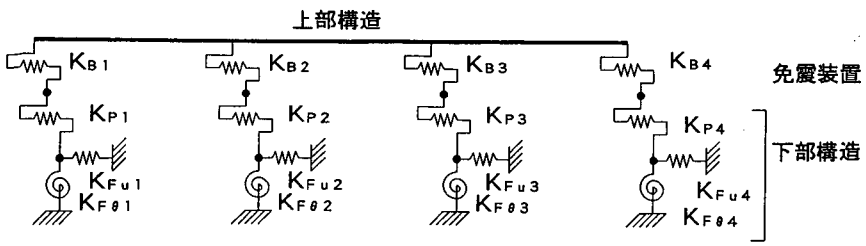
特性値			橋脚	橋台
上部構造重量		W_T (tf)	2082	
1橋脚当たり支承個数			6	6
1支承当たり鉛直荷重	最大荷重	W_{MAX} (tf)	178	57
	死荷重	W_D (tf)	135	38
常時変位量（温度）		δ_T (cm)	1.6	3.9
常時回転角			1/300	1/150



図－設3.3　免震装置を用いた構造系の変更

(2)　免震装置の設計における橋梁のモデル化

免震装置の設計においては，図－設3.4に示すように，下部構造のバネと免震支承のバネを直列に結合した質量を持たない橋脚・橋台と，質量を持った変形しない上部構造とを連結したモデルを用いる。下部構造のバネはさらに，橋脚剛性，基礎の並進，基礎の回転（慣性力の作用高さを考慮して水平バネに換算）の3本の水平バネの直列結合で表される。ここでは，基礎のバネ定数は，設計目標で設定した各下部構造が分担する水平力から求めた。免震装置の設計に用いる下部構造のバネ定数の算定結果を表－設3.11に示す。なお，免震装置の設計に用いる下部構造の減衰定数は，躯体に対して $h_F = 0.05$，基礎に対して $h_F = 0.20$ とした。



図－設3.4　免震装置の設計における下部構造のモデル化

地震時の免震装置の動的特性値（等価剛性K_Bおよび等価減衰定数h_B）の算定には，免震装置の設計変位u_Bを仮定した繰り返し計算が必要となる。ここでは，i番目の下部構造が有する免震装置の設計変位u_{Bi}は，水平力f（u_{Bi}）の合計と，免震装置の有効設計変位u_{Be}から求められる免震装置の等価剛性K_{Bi}および等価減衰定数h_{Bi}を用いて算出される橋の設計水平震度k_hによる上部構造重量W_uによる地震力$k_h \cdot W_u$とが等しくなるように，繰り返し計算によって求める。

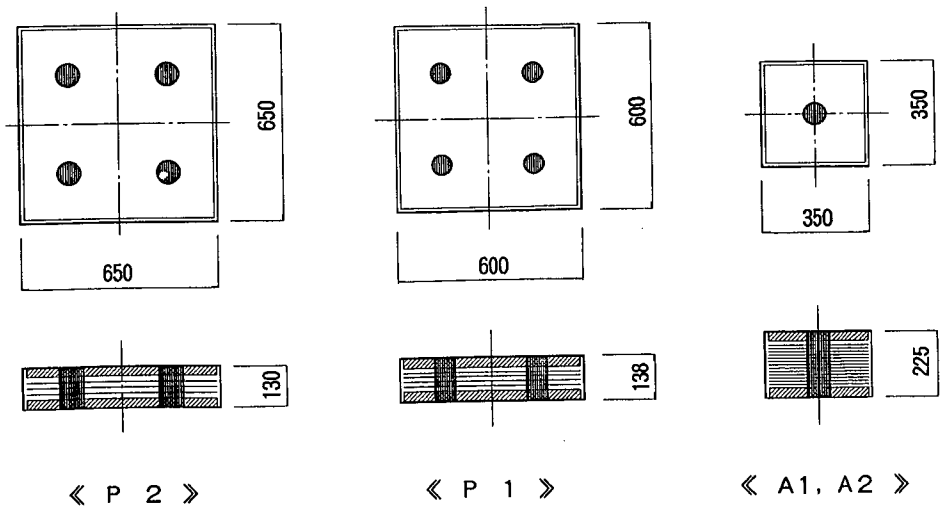
免震装置の設計については，すでに設計例－1，2でその内容が詳しく記述されているので，以下では，設計の結果だけを示すこととする。

表－設3.11　免震装置の設計に用いる下部構造のバネ定数

特性値			P_2	P_1	A_1（A_2）
下部構造の支持する上部構造重量 W_U (tf)			1,041	625	208
橋脚高さ h_P (m)			7.80	7.80	5.20
基礎への上部構造慣性力の作用高さ h_0 (m)			9.60	9.30	6.50
橋脚のバネ定数		弾性時 $K_P=3\cdot EI_1/h_P^3$ (tf/m)	139,000	139,000	732,000
		降伏時 $K_P=3\cdot EI_2/h_P^3$ (tf/m)	110,000	110,000	417,000
基礎のバネ定数	作用力	水平力 $H_0=W_u$ (tf)	1,041	625	208
		モーメント $H_0=H_0\cdot h_0$ (tf·m)	9,994	5,813	1,352
	変位	水平変位 δ_0 ($\times10^{-3}$) (m)	8.97	8.72	1.42
		回転角 θ_0 ($\times10^{-3}$) (rad)	2.85	3.44	0.727
	並進	バネ定数 $K_{Fu}=H_0/\delta_0$ (tf/m)	116,000	71,700	146,000
	回転	バネ定数 $K_{F\theta}=M_0/\theta_0$ (tf·m)	3,500,000	1,690,000	1,860,000
		換算水平バネ定数 $K_{F\theta}/h_0^2$ (tf/m)	38,000	19,500	44,000

(3)　免震装置の形状寸法

設計した免震装置の形状寸法を表－設3.12および図－設3.5に示す。



図－設3.5　免震装置（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の形状

表－設3.12　免震装置（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の形状

特　性　値	P_2	P_1	A_1 （A_2）
平面形状　$A \times B$　(cm)	65.0×65.0	60.0×60.0	35.0×35.0
鉛プラグ　$n_P \times D_P$　(cm)	4×φ8.5	4×φ7.0	1×φ7.5
ゴム厚さ　$n_e \times t_e = \Sigma t_e$　(cm)	5×1.5=6.0	5×1.3=6.5	15×0.8=12.0
支承本体の高さ　H　(cm)	13.0	13.8	22.5
ゴムのせん断弾性係数　G_0　(kgf/cm²)	10.0	10.0	10.0

(4)　常時荷重に対する設計

設計した免震装置1個当りの静的特性値を表－設3.13に示す。さらに，常時荷重に対する免震支承の設計（支圧応力度の照査，水平変位の照査，座屈の照査，局部せん断ひずみの照査，補強鋼板の応力度の照査）結果を表－設3.14に示す。全ての照査で許容値を満足している。

表－設3.13　鉛プラグ入り積層ゴム支承の静的特性値

特　性　値	P_2	P_1	A_1 （A_2）
鉛プラグ断面積　A_P　(cm²)	227.	154.	44.2
ゴム断面積　A_R　(cm²)	3,740.	3,210.	1,040.
形状係数　S　(cm)	9.9	10.6	9.9
みかけの弾性定数　E　(kgf/cm²)	6,480.	7,480.	6,470.
鉛プラグの形状比　H/D_P	1.5	2.0	3.0
鉛プラグの面積比　A_P/A_R	0.061	0.048	0.042
降伏荷重　Q_d　(tf)	19.3	13.1	3.76
水平剛性　K_H　(tf/m)	624.	494.	87.0
鉛直剛性　K_V　(tf/m)	404,000.	370,000.	56,300.

表－設3.14　免震装置の常時荷重に対する設計

特　性　値		P_2	P_1	A_1 （A_2）	許容値
水平変位　u_0　(cm)		1.6	1.6	3.9	
ゴム有効支圧面積　A_{Re}　(cm²)		3640.	3120.	920.	
支圧応力度の照査 (kgf/cm²)	最大値　σ_{max}	48.9	57.1	62.2	≦ 80
	最小値　σ_{min}	36.1	42.1	36.4	≧ 15
	応力振幅値　$\Delta\sigma$	12.8	15.1	25.9	≦ 50
水平変位の照査　$u/\Sigma t_e$		0.27	0.25	0.33	≦ 0.7
座屈の照査	許容値　σ_{CRe}　(kgf/cm²)	416.	380.	109.	
	判定　$\sigma_{CRe}/\sigma_{max}$	8.5	8.7	1.5	≧ 1.0
局部せん断ひずみの照査	鉛直荷重　γ_C	0.63	0.69	0.81	
	回転角　γ_R	0.65	0.60	0.35	
	水平変位　γ_S	0.27	0.25	0.32	
	合計　γ_T	1.55	1.54	1.48	≦ 2.0
補強鋼板の応力度　σ_s　(kgf/cm²)		265.	264.	201.	≦ 1400

(5) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計結果を表－設3.15に示す。免震装置の動的特性値は，先に示したように繰り返し計算で求められるが，ここでは1橋脚（支承6個）当たりの値で表示している。橋の減衰定数が$h=0.165$と大きく，設計水平震度は$k_h=0.60$に低減されている（補正係数$c_E=0.7$）。水平変位，局部せん断ひずみ，補強鋼板の応力度のいずれも許容値以内となっている。

表－設3.15 免震装置の地震時保有水平耐力法レベルでの設計

特性値	P_2	P_1	A_1（A_2）	備考
上部構造の変位 u_T（cm）	16.65			
橋の固有周期 T（sec）	1.06			
橋の減衰定数 h	0.165			
設計水平震度 k_h	0.60			
免震装置の設計変位 u_B（cm）	14.08	13.35	16.30	
免震装置の有効設計変位 u_{Be}（cm）	9.86	9.34	11.41	
免震装置の等価剛性 K_B（tf/m）	4,140.	3,330.	678.	
免震装置の等価減衰定数 h_B	0.168	0.151	0.172	
地震時水平力 F（tf）	583.4	444.8	110.5	計 1249.2
地震時水平力の分担比（%）	46.7	35.6	8.8	
水平変位の照査 $u_B/\Sigma t_e$	2.35	2.05	1.36	＜ 2.5
局部せん断ひずみの照査 γ_T	2.96	2.72	2.33	＜ 4.16
補強鋼板の応力度 σ_s（kgf/cm²）	256.	256.	243.	＜ 2100

(6) 震度法レベルでの設計

震度法レベルでの免震装置の設計結果を表－設3.16に示す。橋の減衰定数は$h=0.218$と大きく，設計水平震度は$k_h=0.23$に1割低減されている（補正係数$c_E=0.9$）。また，慣性力の分担割合は，$A_1:P_1:P_2$ $A_2=1:4.8:3.2:1$と，ほぼ設計目標通りになっている。

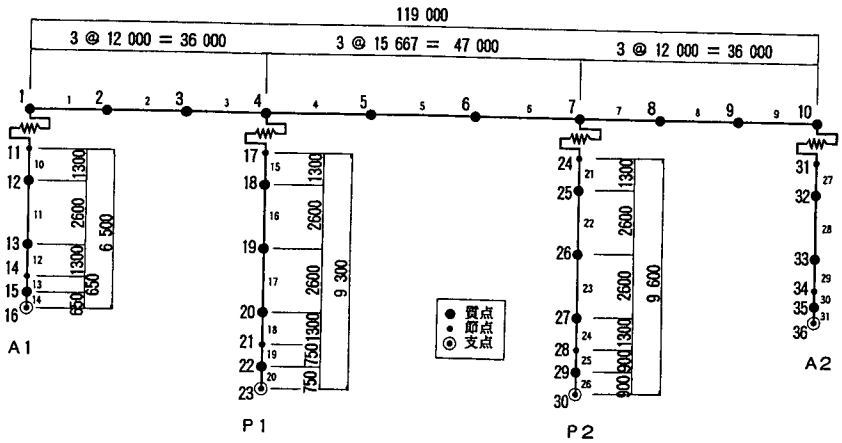
表－設3.16 免震装置の震度法レベルでの設計

特性値	P_2	P_1	A_1（A_2）	備考
上部構造の変位 u_T（cm）	1.89			
橋の固有周期 T（sec）	0.58			
橋の減衰定数 h	0.218			
設計水平震度 k_h	0.23			
免震装置の設計変位 u_B（cm）	0.92	0.78	1.75	
免震装置の有効設計変位 u_{Be}（cm）	0.64	0.55	1.22	
免震装置の等価剛性 K_B（tf/m）	25,300.	19,600.	2,710.	
免震装置の等価減衰定数 h_B	0.248	0.234	0.266	
地震時水平力 F（tf）	231.4	152.9	47.3	計 478.9
地震時水平力の分担比（%）	48.3	31.9	9.9	
局部せん断ひずみの照査 γ_T	0.63	0.63	0.65	＜ 2.77
補強鋼板の応力度 σ_s（kgf/cm²）	318.	315.	199.	＜ 2100

3.3.2　震度法による免震設計

(1)　固有周期の算定

免震橋の固有周期は，図－設3.6に示す骨組構造モデルを用いて静的フレーム法により求める。解析モデルにおける各節点の重量を表－設3.17に，各梁部材の剛性を表－設3.18に，基礎の地盤バネを表－設3.19に，免震支承の特性値を表－設3.20にそれぞれ示す。橋の固有周期は，式（3.5.1）および式（3.5.2）により求められ，算定結果を表－設3.21に示す。ここで，Wは質点重量，uは各質点重量を慣性力作用方向に作用させた場合の各質点の変位である。



図－設3.6　構造解析モデル

表－設3.17　各節点の重量

節点番号	X座標 (m)	X座標 (m)	重　量 (tf)	節点番号	X座標 (m)	X座標 (m)	重　量 (tf)	節点番号	X座標 (m)	X座標 (m)	重　量 (tf)
1	0.00	0.00	105.0	13	0.00	-3.90	267.8	25	83.00	-1.30	213.0
2	12.00	0.00	209.9	14	0.00	-5.20	0.0	26	83.00	-3.90	218.0
3	24.00	0.00	209.9	15	0.00	-5.85	332.8	27	83.00	-6.50	230.2
4	36.00	0.00	242.1	16	0.00	-6.50	0.0	28	83.00	-7.80	0.0
5	51.66	0.00	274.1	17	36.00	0.00	0.0	29	83.00	-8.70	603.0
6	67.33	0.00	274.1	18	36.00	-1.30	213.0	30	83.00	-9.60	0.0
7	83.00	0.00	242.1	19	36.00	-3.90	218.0	31	119.00	-0.00	0.0
8	95.00	0.00	209.9	20	36.00	-6.50	230.2	32	119.00	-1.30	339.9
9	107.00	0.00	209.9	21	36.00	-7.80	0.0	33	119.00	-3.90	267.8
10	119.00	0.00	105.0	22	36.00	-8.55	400.5	34	119.00	-5.20	0.0
11	0.00	0.00	0.0	23	36.00	-9.30	0.0	35	119.00	-5.85	332.8
12	0.00	-1.30	339.9	24	83.00	0.00	0.0	36	119.00	-6.50	0.0

表－設3.18　梁部材の剛性

部材番号	i	j	E (tf/m²)	G (tf/m²)	A (m²)	I_1 (m⁴)	I_2 (m⁴)	部材番号	i	j	E (tf/m²)	G (tf/m²)	A (m²)	I_1 (m⁴)	I_2 (m⁴)
1	1	2	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	17	19	20	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	34.50	9.86	7.86
2	2	3	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	18	20	21	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	35.90	11.00	8.77
3	3	4	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	19	21	22	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00
4	4	5	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	20	22	23	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00
5	5	6	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	21	24	25	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	34.00	7.71	6.15
6	6	7	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	22	25	26	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	31.80	7.78	6.20
7	7	8	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	23	26	27	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	34.50	9.86	7.86
8	8	9	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	24	27	28	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	35.90	11.00	8.77
9	9	10	2.10×10^{7}	8.10×10^{6}	0.939	1.24	1.24	25	28	29	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00
10	11	12	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	41.20	13.70	7.81	26	29	30	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00
11	12	13	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	41.20	13.70	7.81	27	31	32	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	41.20	13.70	7.81
12	13	14	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	41.20	13.70	7.81	28	32	33	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	41.20	13.70	7.81
13	14	15	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00	29	33	34	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	41.20	13.70	7.81
14	15	17	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00	30	34	35	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00
15	17	18	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	34.00	7.71	6.15	31	35	36	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	999.00	999.00	999.00
16	18	19	2.50×10^{6}	1.10×10^{6}	31.80	7.78	6.20								

注）I_1：弾性剛性（震度法レベルの設計に使用），I_2：降伏剛性（地震時保有水平耐力法レベルの設計に使用）

表－設3.19　基礎の地盤バネ

支点番号	16　36 (A_1)　(A_2)	23 (P_1)	30 (P_2)
鉛直バネ　K_V　(tf/m)	687,000	645,000	784,000
水平バネ　K_H　(tf/m)	420,000	199,000	241,000
回転バネ　K_M　(tf·m)	2,900,000	2,510,000	4,740,000
連成バネ　K_{HM}　(tf)	-533,000	-323,000	-393,000

表－設3.20　免震支承の特性値

特性値	地震時保有水平耐力法レベル			震度法レベル		
	P_2	P_1	A_1・A_2	P_2	P_1	A_1・A_2
等価剛性　K_B　(tf/m)	4,410.	3,330.	678.	25,300.	19,600.	2,710.
等価減衰定数　h_B	0.168	0.151	0.172	0.248	0.234	0.266

表－設3.21　固有周期の算定結果

節点	W (tf)	u (m)	$W \cdot u$ (tf・m)	$W \cdot u_2$ (tf・m²)
1	105.00	0.07885	8.279	0.653
2	209.90	0.07891	16.563	1.301
3	209.90	0.07883	16.546	1.304
4	242.10	0.07862	19.034	1.496
5	274.10	0.07871	21.574	1.698
6	274.10	0.07858	21.539	1.693
7	242.10	0.07823	18.939	1.482
8	209.90	0.07844	16.465	1.292
9	209.90	0.07851	16.479	1.294
10	105.00	0.07846	8.238	0.646
12	339.90	0.00737	2.505	0.019
13	267.80	0.00420	1.125	0.005
15	332.80	0.00202	0.672	0.001
18	213.00	0.03717	7.917	0.294
19	218.00	0.02476	5.398	0.134
20	230.20	0.01341	3.087	0.041
22	400.50	0.00555	2.223	0.012
25	213.00	0.03262	6.948	0.227
26	218.00	0.02232	4.866	0.109
27	230.20	0.13500	3.108	0.042
29	603.00	0.00763	4.601	0.035
32	339.90	0.00736	2.502	0.018
33	267.80	0.00419	1.122	0.005
35	332.80	0.00202	0.0672	0.001
Σ	6288.90		210.403	13.808
$\delta = \Sigma W \cdot u^2 / \Sigma W \cdot u = 0.0656$m				
$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta} = 0.52$ sec				

(2)　設計水平震度の算定

設計水平震度は，式（3.2.1）により算定する。(1)より，橋の固有周期はT=0.52秒であるので，固有周期別補正係数はc_T=1.25となる。また，免震橋の減衰定数hは，式（3.6.1）によって求められる。橋の減衰定数hの算定結果を表－設3.22に示す。橋の減衰定数はh=0.217 となるので，橋の減衰定数に基づく補正係数c_E=0.90となり，設計水平震度は以下のとおりとなる。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.9 \times 0.2 = 0.23 \quad (設3.2)$$

(3)　支承変位量

震度法レベルにおける支承の変位u_Dを表－設3.23に示す。支承の変位は最も大きい橋台部でも1.76cmに過ぎない。また，算定された支承変位u_Dは，免震支承の設計変位のu_Bの±10%の範囲に収まっており，3.3.1で設計された免震支承の特性値は妥当なものであったとみなせる。

(4)　基礎への作用力の算定

橋脚および橋台の基礎に作用する外力の算定結果を表－設3.24に示す。（　）に示した補強前の値と免震設計による補強後の値を比較すると，P_2橋脚では基礎への作用力が大きく減少しており，免震設計を用いた補強効果が確認できる。一方，P_1橋脚，A_1・A_2橋台では上部構造重量の新たな負担分だけ基礎への作用力が増加

表－設3.22　橋の減衰定数 h の算定

特　性　値		A_1	P_1	P_2	A_2
免震装置の等価剛性	K_{Bi} (tf/m)	2,710	19,600	25,300	2,710
橋脚の等価剛性	K_{Pi} (tf/m)	732,000	139,000	139,000	732,000
基礎の並進バネ	K_{Fui}(tf/m)	146,000	71,700	116,000	146,000
基礎の回転バネ	$K_{F\theta i}$(tf/m)	1,860,000	1,690,000	3,500,000	1,860,000
上部構造慣性力の作用高さ	H (m)	6.50	9.30	9.60	6.50
免震装置の等価減衰定数	h_{Bi}	0.266	0.234	0.248	0.266
橋脚の減衰定数	h_{Pi}	0.05	0.05	0.05	0.05
基礎の並進の減衰定数	h_{Fui}	0.20	0.20	0.20	0.20
基礎の回転の減衰定数	$h_{F\theta i}$	0.20	0.20	0.20	0.20
免震装置に生じる変位	u_{Di} (m)	0.0161	0.0081	0.0092	0.0160
橋の減衰定数	h	*0.217*			

表－設3.23　震度法レベルでの免震支承の変位の照査

特　性　値	A_1	P_1	P_2	A_2	照　査
支承の変位　u_D (cm)	1.61	0.81	0.92	1.60	
支承の設計変位　u_B (cm)	1.75	0.78	0.92	1.75	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.080	0.038	0.0	0.086	≦0.10

表－設3.24　基礎に作用する外力の算定

構造部分	P_2 (固定支承)			P_1 (可動支承)			A_1 ・ A_2 (可動支承)		
	W (tf)	H (tf)	M (tf･m)	W (tf)	H (tf)	M (tf･m)	W (tf)	H (tf)	M (tf･m)
上部構造	812 (812)	234 (521)	2246 (4997)	812 (812)	158 (41)	1470 (378)	229 (229)	44 (12)	329 (121)
躯　体	1264 (1264)	291 (316)	974 (1059)	1062 (1062)	244 (266)	886 (962)	941 (941)	216 (235)	605 (661)
上載土	290 (290)	0	0	160 (160)	0	0	492 (492)	86 (86)	-245 (-245)
土　圧	0	0	0	0	0	0	162 (162)	513 (513)	1048 (1048)
動水圧	0	20 (20)	64 (64)	0	20 (20)	58 (58)	0	0.0	0
合　計	2367 (2367)	545 (857)	3284 (6120)	2034 (2034)	422 (327)	2414 (1398)	1824 (1824)	859 (846)	1737 (1585)

注）（ ）内は，補強前の値。

しており，増加した作用力に対する基礎の耐力を照査する必要がある。なお，P_1 橋脚，A_1 ・A_2 橋台においても，躯体部分の慣性力は，設計震度の低減により減少している。

(5) 基礎の耐震性の照査

杭基礎地盤の支持力の照査結果を表－設3.25に，杭体応力度の照査結果を表－設3.26に示す。P_2 橋脚基礎杭の杭体応力度は断面力の減少により，許容値以下になっている。断面力の増加する P_1 橋脚および A_1 ・A_2 橋台においても，杭体応力度は許容値以下であり，免震装置を用いた耐震補強の効果が静的解析で確認された。

表－設3.25 杭基礎の支持力の照査結果

特性値		P_2	P_1	A_1 (A_2)
基礎への作用力	モーメント M (tf・m)	3,284	2,414	1,737
	鉛直力 N (tf)	2,367	2,034	1,824
	水平力 H (tf)	545	422	859
杭の本数 (本)		17	14	14
杭反力	最大軸力 P_{max} (tf)	265	264	237
	最小軸力 P_{min} (tf)	13	26	24
杭頭変位 δ (cm)		0.62	0.72	0.58
許容押し込み支持力 P_a (tf)		410	410	450
許容引き抜き力 P_{ta} (tf)		- 270	- 270	- 300
許容杭頭変位 δ_a (cm)		1.5	1.5	1.5

表－設3.26 杭体応力度の照査結果

特性値		P_2		P_1		A_1 (A_2)	
断面力	軸力 P_0 (tf)	265	13	264	26	237	24
	水平力 H_0 (tf)	32.0		30.1		61	
	モーメント M_0 (tf・m)	40.8		38.4		60.5	
杭半径 r (cm)		50.0		50.0		50.0	
鉄筋半径 r_s (cm)		35.0		35.0		35.0	
鉄筋量 A_s (cm²)		81.1 (16-D25)		45.8 (16-D19)		81.1 (16-D25)	
応力度	コンクリート σ_c (kgf/cm²)	75	73	73	87	89	108
	鉄筋 σ_s (kgf/cm²)	－	1841	－	2492	410	2662
許容応力度	コンクリート σ_{ca} (kgf/cm²)	120		120		120	
	鉄筋 σ_{sa} (kgf/cm²)	2700		2700		2700	

3.3.3 地震時保有水平耐力法による照査

(1) 固有周期の算定

橋の固有周期は，震度法と同様に図－設3.6に示した骨組構造モデルを用いて静的フレーム法により求める。ただし，橋脚躯体の剛性には降伏剛性を用い，免震装置の動的特性値も地震時保有水平耐力法レベルでの値を用いる。橋の固有周期の算定結果を表－設3.27に示す。

表－設3.27　橋の固有周期の算定結果

節点	W (tf)	u (m)	$W \cdot u$ (tf・m)	$W \cdot u_2$ (tf・m²)
1	105.00	0.27404	28.774	7.885
2	209.90	0.27409	57.531	15.769
3	209.90	0.27401	57.515	15.760
4	242.10	0.27380	66.287	18.149
5	274.10	0.27393	75.084	20.568
6	274.10	0.27384	75.060	20.554
7	242.10	0.27353	66.222	18.114
8	209.90	0.27374	57.458	15.729
9	209.90	0.27383	57.477	15.739
10	105.00	0.27378	28.747	7.870
12	339.90	0.00945	2.604	0.020
13	267.80	0.00766	1.133	0.005
15	332.80	0.00199	0.662	0.001
18	213.00	0.04071	8.671	0.353
19	218.00	0.02669	5.818	0.155
20	230.20	0.01412	3.250	0.046
22	400.50	0.00565	2.263	0.013
25	213.00	0.03316	7.063	0.234
26	218.00	0.02231	4.864	0.109
27	230.20	0.01325	3.050	0.040
29	603.00	0.00751	4.529	0.034
32	339.90	0.00766	2.604	0.020
33	267.80	0.00423	1.133	0.005
35	332.80	0.00199	0.662	0.001
Σ	6288.90		618.460	157.173
$\delta = \Sigma W \cdot u^2 / \Sigma W \cdot u = 0.2541$m				
$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta}$ =1.01 sec				

(2)　設計水平震度の算定

設計水平震度は，式（3.3.1）により算定する。(1)より，橋の固有周期はT=1.01秒であるから，振動特性別補正係数はc_R=0.85となる。また，免震橋の橋の減衰定数hは，表－設3.28に示すようにh=0.165 となるので，橋の減衰定数に基づく補正係数はc_E=0.70となる。したがって，設計水平震度k_{hc}は以下のとおりとなる。

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot c_E \cdot k_{h0} = 1.0 \times 1.0 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.0 = 0.60 \qquad (設3.3)$$

(3)　支承変位量

地震時保有水平耐力法レベルで支承に生じる変位u_Dを表－設3.29に示す。算定された支承変位は，橋台部で最も大きく16cm程度である。また，算定された支承変位量u_Dは，免震支承の設計変位u_Bの±10%の範囲に収まっており，3.3.1で設計された免震支承の特性値は妥当なものであったとみなすことができる。

(4)　橋脚の地震時保有水平耐力の照査

計算結果は省略するが，P_1，P_2橋脚の地震時保有水平耐力には問題はない。

表－設3.28　橋の減衰定数 h の算定結果

特　　性　　値		A_1	P_1	P_2	A_2
免震装置の等価剛性	K_{Bi} (tf/m)	678	3,330	4,140	678
橋脚の等価剛性	K_{Pi} (tf/m)	417,000	110,000	110,000	417,000
基礎の並進バネ	K_{Fui} (tf/m)	146,000	71,700	116,000	146,000
基礎の回転バネ	$K_{F\theta i}$ (tf/m)	1,860,000	1,690,000	3,500,000	1,860,000
上部構造慣性力の作用高さ	H (m)	6.50	9.30	9.60	6.50
免震装置の等価減衰定数	h_{Bi}	0.172	0.151	0.168	0.172
橋脚の減衰定数	h_{Pi}	0.05	0.05	0.05	0.05
基礎の並進の減衰定数	h_{Fui}	0.20	0.20	0.20	0.20
基礎の回転の減衰定数	$h_{F\theta i}$	0.20	0.20	0.20	0.20
免震装置に生じる変位	u_{Di} (m)	0.1588	0.1355	0.1408	0.1586
橋の減衰定数	h	0.165			

表－設3.29　地震時保有水平耐力法レベルでの支承変位の照査

特　　性　　値	A_1	P_1	P_2	A_2	照　査
支承の変位　u_D (cm)	15.88	13.55	14.08	15.86	
支承の設計変位　u_B (cm)	16.30	13.35	14.08	16.30	
$\lvert u_D - u_B \rvert / u_B$	0.026	0.015	0.0	0.027	≦0.10

3.3.4　動的解析による照査

(1)　解析モデル

免震装置を用いた道路橋の耐震補強の効果と安全性を動的解析により照査する。解析モデルは，図－設3.6に示した静的解析に用いたモデルと同じ骨組構造モデルとする。なお，動的解析は，マニュアル（案）5章の規定に従い，応答スペクトル法により行った。なお，部材の減衰定数としては，上部構造は $h=0.02$，下部構造躯体は $h=0.05$，基礎は $h=0.2$ とし，免震装置は免震装置の等価減衰定数を用いた。

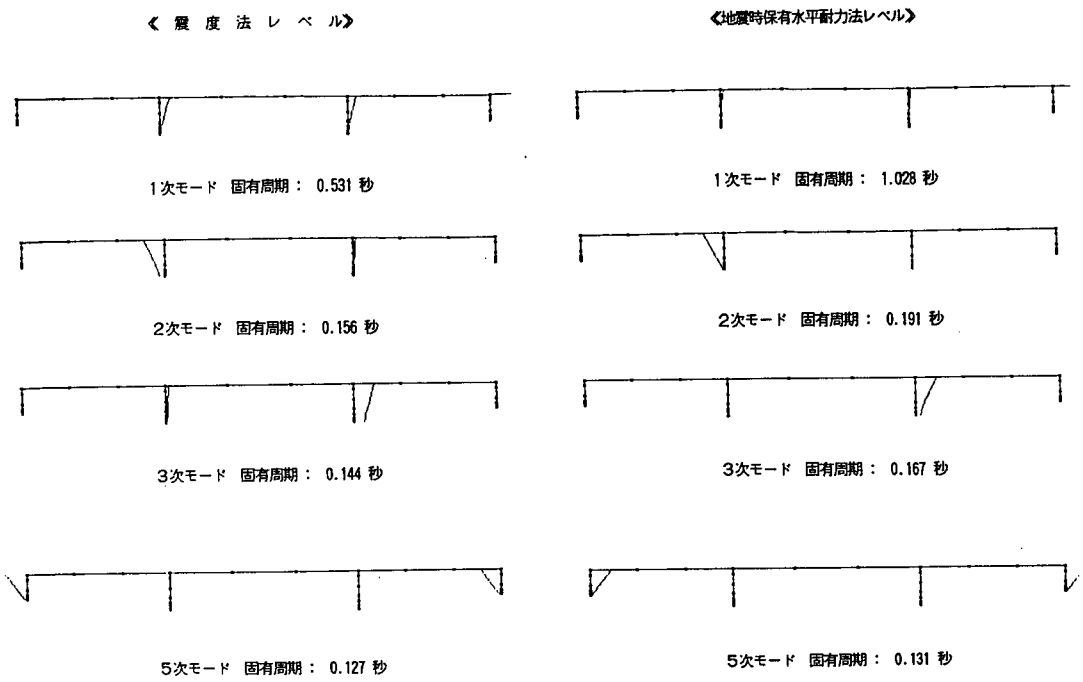
(2)　解析結果

1)　振動モード

本モデル橋の主な振動モードを表－設3.30および図－設3.7に示す。震度法および地震時保有水平耐力法の両方のレベルについて，免震装置の変形量が大きい1次モード，橋脚の変形量が大きい2，3次モード，橋台の変形量の大きい5次モードが主な振動モードとなる。

表－設3.30　主な振動モード

モード	震度法レベル					地震時保有水平耐力法レベル				
	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	減衰定数	スペクトル (gal)	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	減衰定数	スペクトル (gal)
1　次	0.531	16.96	287.5 (0.45)	0.234	161	1.028	15.25	232.5 (0.36)	0.164	580
2　次	0.156	- 5.91	34.9 (0.50)	0.222	150	0.191	- 8.18	66.8 (0.47)	0.181	574
3　次	0.144	9.85	97.1 (0.65)	0.216	147	0.167	9.96	99.1 (0.62)	0.184	559
5　次	0.127	-11.99	143.6 (0.88)	0.197	144	0.131	11.93	142.4 (0.84)	0.189	514



(a) 震度法レベル　　(b) 地震時保有水平耐力法レベル

図－設3.7　主要振動モード図

2) 加速度応答

表－設3.31は，1次モードの加速度応答スペクトルを静的解析と比較した結果を示したものである。ここで，静的解析における加速度応答スペクトルの値は，設計水平震度 K_h から，$K_h \times 980$ （gal）で換算した値である。加速度応答スペクトルの値で比較すると，震度法レベルは，動的解析の1次モードの約 1.4倍の地震力に対して静的解析の設計を行っていることがわかる。一方，地震時保有水平耐力法レベルでは，静的解析では橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E を震度法レベルに比べて小さくしているため，静的解析と動的解析に差がない結果となっている。

表－設3.31　1次モードにおける応答値の比較

特性値	震度法レベル		地震時保有水平耐力法レベル	
	動的解析	静的解析	動的解析	静的解析
固有周期 T (sec)	0.53	0.52	1.03	1.01
モード減衰定数 h	0.234	0.217	0.164	0.165
減衰に関する補正係数 c_D, c_E	0.64	0.90	0.70	0.70
加速度応答スペクトル S_1, S_2 (gal)	161	225	580	588

3) 断面力

表－設3.32は，支承に作用する水平反力の最大応答値を静的解析と比較した結果を示したものである。震度法レベルでは，動的解析の値は静的解析に比べて小さいが，地震時保有水平耐力法レベルでは，動的解析の値が静的解析の値を上まわっている。ただし，その量はわずかであり，部材の耐力上は問題はない。なお，これは，地震時保有水平耐力法レベルにおいて，静的解析における橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E の値が，動的解析での補正係数 c_D とほぼ同じ値になっているためである。

表－設3.32　支承水平反力の最大応答値

解析値	震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
	P_2	P_1	A_1 （A_2）	P_2	P_1	A_1 （A_2）
動的解析（tf）	189.3	132.0	33.9	599.9	470.6	108.9
静的解析（tf）	234.0	158.1	43.5	582.8	451.2	107.6
動的解析／静的解析	0.81	0.83	0.78	1.03	1.04	1.01

表－設3.33は，基礎への作用力の最大応答値を静的解析と比較した結果を示したものである。基礎への作用力は，1次モード以外の振動モードの影響も受けるため，震度法，地震時保有水平耐力法ともに，静的解析に比べて動的解析の値が小さくなっている。

表－設3.33　基礎への作用力の最大応答値

断面力		震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
		P_2	P_1	$A_1 \cdot A_2$	P_2	P_1	$A_1 \cdot A_2$
曲げモーメント（tf・m）	動的解析	1,837	1,337	387	5,686	4,518	1,361
	静的解析	3,227	2,350	899	8,155	6,492	2,308
	動的解析／静的解析	0.57	0.57	0.43	0.70	0.70	0.59
水平力（tf）	動的解析	265	199	119	866	679	420
	静的解析	525	402	260	1,341	1,088	672
	動的解析／静的解析	0.50	0.50	0.46	0.65	0.62	0.63

4) 変位

表－設3.34は，変位の最大応答値を静的解析と比較した結果を示したものである。断面力と同様に，動的解析の最大応答変位は，地震時保有水平耐力法レベルの上部構造および支承で，静的解析結果とほぼ等しい値となっている他は，いずれも動的解析結果が小さな値となっている。

5) 動的解析による照査結果

以上に示したように，動的解析結果は静的解析結果よりも安全側であり，免震設計による耐震補強の安全性と効果が確かめられた。

3.3.5　構造細目

(1) 伸縮装置

橋台における免震支承の震度法レベルでの設計変位 u_B は1.75cmであり，温度変化による常時の桁の伸縮量3.55cmより小さい。したがって，伸縮装置の設計は常時で決まるため，免震化しても既設の伸縮継手を使用できる。

表－設3.34　最大応答変位

解析法		震度法レベル			地震時保有水平耐力法レベル		
		P_2	P_1	A_1 (A_2)	P_2	P_1	A_1 (A_2)
動的解析 (cm)	上部構造	1.30	1.31	1.31	16.22	16.24	16.25
	支承	0.74	0.66	1.20	14.37	13.96	15.85
	下部構造天端	0.56	0.65	0.11	1.85	2.28	0.40
静的解析 (cm)	上部構造	1.80	1.81	1.81	16.41	16.43	16.44
	支承	0.92	0.81	1.61	14.08	13.55	15.88
	下部構造天端	0.88	1.00	0.20	2.33	2.88	0.56
動的解析／静的解析	上部構造	0.72	0.72	0.72	0.99	0.99	0.99
	支承	0.80	0.81	0.75	1.02	1.03	1.00
	下部構造天端	0.64	0.66	0.55	0.79	0.79	0.71

(2)　落橋防止装置および移動制限装置

伸縮継手と同様に，落橋防止装置も既設のものが使用可能である。また，橋軸直角方向の移動制限装置としては，支承にサイドブロックを設ける構造が考えられる。

道路橋の免震構造システムの開発
に関する共同研究報告書(その3)
道路橋の免震設計法マニュアル(案)

共同研究報告書
第75号平成4年10月
建設省土木研究所耐震研究室

要　旨

本報告書は建設省土木研究所と表記28社との共同研究として平成元年度から平成3年度にかけて研究を実施した「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について、その最終成果を「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」としてとりまとめたものである。

本共同研究は，道路橋に免震設計を適用して耐震性を向上させるとともに，経済性にも優れた設計を実現出来るようにするため，道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的とし，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発および免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発および免震設計の適用）」の2つから構成されている。

本共同研究では，①橋梁用免震装置に関する研究，②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究，③免震設計方法の開発に関する研究，④免震設計の適用に関する研究の4グループに分かれて，全体で18項目の研究を行った。本報告書はこれらの研究成果を「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」としてとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，耐震設計，免震設計，免震装置，伸縮装置，落橋防止構造，高減衰ゴム支承，摩擦型ダンパー，鋼製ダンパー，粘性ダンパー，リンク支承，ＰＣ橋，鋼橋，多径間連続橋，耐震補強，免震設計法マニュアル(案)

郵便はがき

41円切手をはって下さい

〒305-□□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室　御中

No. 055

No. 055

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第　75　号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印